

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CAMILLA ALONSO ODA

**Análise experimental do comportamento ao cisalhamento de vigas
de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA)**

MARINGÁ
2025

CAMILLA ALONSO ODA

**Análise experimental do comportamento ao cisalhamento de vigas
de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA)**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Vladimir José Ferrari

Coorientador: Prof. Dr. Jorge Luis Nunes de Góes

MARINGÁ
2025

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

O22a

Oda, Camilla Alonso

Análise experimental do comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) / Camilla Alonso Oda. -- Maringá, PR, 2025.
129 f. : il. color., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Vladimir José Ferrari.

Coorientador: Prof. Dr. Jorge Luis Nunes de Góes.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2025.

1. Concreto reforçado com fibras de aço. 2. Cisalhamento. 3. Vigas de concreto. I. Ferrari, Vladimir José, orient. II. Góes, Jorge Luis Nunes de, coorient. III. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

CDD 23.ed. 624.1834

CAMILLA ALONSO ODA

ANÁLISE EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO REFORÇADAS COM FIBRAS DE AÇO (CRFA)

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 24/02/2025, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

BANCA EXAMINADORA



Documento assinado digitalmente

VLADIMIR JOSE FERRARI

Data: 24/02/2025 16:42:33-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Vladimir José Ferrari

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá
Professor Orientador



Documento assinado digitalmente

JORGE LUIS NUNES DE GOES

Data: 30/04/2025 14:48:24-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Jorge Luís Nunes de Góes

Curso de Graduação em Engenharia Civil
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Professor Coorientador



Documento assinado digitalmente

SILVIA PAULA SOSSAI ALTOE

Data: 25/04/2025 16:27:04-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Profa. Dra. Silvia Paula Sossai Altoé

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá



Documento assinado digitalmente

GUSTAVO DE MIRANDA SALEME GIDRAO

Data: 16/05/2025 13:20:57-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Gustavo De Miranda Saleme Gidrão

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

À Deus, meu marido Marcio, minha filha Bella,
meus pais Mario e Rose, irmão Silas, cunhada
Desiree e todos os meus amigos por serem a
minha base.

AGRADECIMENTOS

Graças te dou meu Deus, toda honra e glória a Ti.

Ao Marcio, meu marido, pela dedicação sem fim em me ajudar, por ser o meu alicerce e pelo cuidado incondicional com a nossa família.

Aos meus pais Mario e Rose por serem os maiores e melhores incentivadores, sempre apoiando e sendo o meu suporte.

Ao Professor Vladimir por não ter desistido de mim em toda a caminhada e estar sempre disposto a auxiliar da melhor maneira possível, agradeço pela paciência, por toda palavra de incentivo e compartilhar do conhecimento.

Ao Professor Jorge, sem o senhor essa pesquisa não seria possível, a começar pelas palavras de ânimo, mas principalmente pela disposição em ajudar nessa empreitada, fosse a noite, nos feriados ou nos finais de semana, ele estava lá com toda força e animação. Não tenho como agradecer ao senhor por todos esses anos de amizade e parceria.

Ao Técnico de laboratório de materiais da UTFPR de Campo Mourão, Fábio e amigo, Samuel, pela disposição e parceria na realização dos ensaios, foram primordiais para que pudéssemos desenvolver toda a pesquisa.

À Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR) – Campus Campo Mourão por ceder o Laboratório de Estruturas e de Materiais.

Aos meus amigos por todo sustento e palavra de incentivo.

Ao Programa de Mestrado em Engenharia Civil (PVC) da Universidade Estadual de Maringá pela oportunidade em desenvolver esta pesquisa.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

RESUMO

A principal característica do CRFA (concreto reforçado com fibras de aço) frente ao concreto simples é o comportamento pós fissuração, transforma-se o modo de ruína de frágil em dúctil. Este programa experimental consistiu no estudo de força *versus* deslocamento vertical ($P-\delta$) por meio do ensaio de flexão de vigas de CRFA sem armadura de cisalhamento (estribos), armadas somente por barras longitudinais na região tracionada. Os concretos moldados foram de resistência 30MPa e 40MPa e dosagens de fibra de aço com ganchos nas extremidades de 80kg/m³, 100kg/m³ e 120kg/m³. A caracterização mecânica do CRFA foi feita através dos ensaios de compressão axial e tração diametral de corpos cilíndricos, resistência a fissuração e resistências residuais pelo ensaio de duplo puncionamento e limite de proporcionalidade e resistências residuais pelo ensaio de tração na flexão, além disso, através dos *strain gauges* fixados nas barras de aço longitudinais foi possível monitorar a deformação específica do aço. Dessa forma, os valores foram comparados com a pesquisa de Suk (2022) que se utilizou do concreto de resistência C30 e C45, nas dosagens de 40,60 e 80kg/m³, adicionalmente, validou-se os resultados pelas formulações das normas internacionais e de autores referencias na literatura. Diante dos resultados obtidos experimentalmente dos ensaios das vigas, constatou-se que o grupo com melhor desempenho foi o C40-120, grupo de maior resistência e maior quantidade de fibras, já no ensaio de duplo puncionamento, a maior carga de fissuração suportada foi pelo grupo C40-80 e limite de proporcionalidade através do ensaio de tração na flexão pelo grupo C30-80. Com relação a comparação com a pesquisa de Suk (2022) verificou-se que a maior resistência do concreto atribui melhor eficiência ao CRFA em detrimento às maiores dosagens de fibra, uma vez que o desempenho do concreto C45-80 foi melhor que do C40-120. As formulações que mais se aproximaram dos resultados obtidos experimentalmente foram do FIB Model Code 2010 (2011) e ABNT NBR (2021), com margem de 3%, mesmo que nas dosagens de C40-100 e C40-120 foram contra a segurança. Por outro lado, somente as formulações de Khunti et al. (1999) e Yakoub (2011) obtiveram margem de segurança, porém, encontraram-se conservadores de forma excessiva, majorando os resultados em até 40%.

Palavras-chave: Análise experimental, Concreto; Fibras de aço; Cisalhamento.

ABSTRACT

The main characteristic of steel fiber reinforced concrete (SFRC) compared to plain concrete is its post-cracking behavior, which shifts the failure mode from brittle to ductile. This experimental program studied the load versus deformation ($P-\delta$) behavior through flexural testing of SFRC beams without shear reinforcement (stirrups), reinforced only with longitudinal steel bars in the tension zone. For this study, were tested concrete test pieces with compressive strengths of 30 MPa and 40 MPa, with hooked-end steel fibers incorporated in levels of 80 kg/m³, 100 kg/m³, and 120 kg/m³. The mechanical characterization of SFRC was carried out through axial compression and splitting tensile tests on cylindrical test pieces; cracking resistance and residual strengths obtained from double-punch tests; and proportional threshold through flexural tensile tests. Additionally, the steel specific deformation was monitored by strain gages installed on the longitudinal reinforcement bars. In this way, the values were compared with Suk's (2022) research, which used C30 and C45 strength concrete with fiber dosages of 40, 60, and 80 kg/m³. Additionally, the results were validated using formulations from international standards and reference authors in the literature. Based on the experimental results from the beam tests, it was found that the best-performing group was C40-120, the group with the highest strength and the largest amount of fibers. In the double punching test, the highest cracking load was supported by the C40-80 group, and the proportional limit in the flexural tension test was achieved by the C30-80 group. Comparisons with Suk's (2022) research indicated that higher concrete strength contributes more to SFRC efficiency than higher fiber levels, considering that results from the C45-80 group outstanded the C40-120 group. The formulations from the FIB Model Code 2010 (2011) and ABNT NBR (2021) provided closest predictions to the experimental results, with a margin of error of 3%, although for the C40-100 and C40-120 groups these formulations undermined safety. On the other hand, only formulations by Khunti et al. (1999) and Yakoub (2011) provided more conservative safety levels, overestimating results by up to 40%.

Keywords: Experimental analysis; Concrete; Steel fibers; Shear.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Zona de transição de transição interfacial.....	15
Figura 2 - Comportamento do concreto sob tensão.....	16
Figura 3 - Exemplos de perfis de fibras de arames trefilados a frio (Grupo I).....	19
Figura 4 - Exemplos de perfis de fibras de chapas cortadas (Grupo II)	20
Figura 5 - Exemplo de perfil de fibras de arames trefilados a frio e escarificados (corrugada) (Tipo C)	21
Figura 6 – Compósito: concreto e fibra de aço.....	22
Figura 7 - Comportamento de softening e hardening do CRF sob tração direta.....	23
Figura 8 – Esforços solicitantes na viga.....	25
Figura 9 - Evolução da fissuração	26
Figura 10 - Analogia entre viga fissurada e treliça.....	27
Figura 11 - Mecanismos de Transferência de Cisalhamento.....	27
Figura 12 - Curva de força CMOD.....	29
Figura 13 – Curva granulométrica do agregado miúdo.....	41
Figura 14 – Curva granulométrica do agregado graúdo	42
Figura 15 - Dosagem dos materiais e balança mecânica do Laboratório da UTFPR -CM	43
Figura 16 – Fibra de aço	44
Figura 17 - Concretagem dos Corpos de Prova e Vigas.....	46
Figura 18 - Corpos de Prova Cilíndricos - Compressão Axial e Diametral	47
Figura 19 - Execução de Ensaio de Compressão Axial de Corpo Cilíndrico.....	48
Figura 20 - Execução de Ensaio de Compressão Axial de Corpo Cilíndrico.....	49
Figura 21 - Esquema estático do ensaio de flexão em viga.....	50
Figura 22 - Seção transversal da viga.....	50
Figura 23 – Fabricação das formas das vigas	51
Figura 24 - Localização dos <i>strain gauges</i>	51
Figura 25 – Fixação do <i>strain gauge</i> na barra de aço.....	52
Figura 26 – Detalhe da Localização das Barras de Aço com <i>strain gauges</i> nas Formas.....	52
Figura 27 – Ensaio de flexão da viga	52
Figura 28 – Ensaio de duplo puncionamento	53
Figura 29 - Diagrama de carga versus deslocamento vertical, identificando os pontos de carga para obtenção dos parâmetros.....	54
Figura 30 - Procedimento para enchimento do molde.....	55

Figura 31 - Ensaio de tração à flexão	56
Figura 32 – Corpo de Prova Prismático com Entalhe	56
Figura 33 – Resistência à compressão dos concretos	60
Figura 34 – Resistência à tração por compressão diametral.....	61
Figura 35 - Diagrama de carga versus deslocamento vertical, identificando os pontos de carga para obtenção dos parâmetros.....	62
Figura 36 - Curva $P-\delta_p$ dos grupos C30	63
Figura 37 - Curvas médias $P-\delta_p$ dos grupos estudados C30	64
Figura 38 - Curva $P-\delta_p$ dos grupos C40	65
Figura 39 - Curvas médias $P-\delta_p$ dos grupos estudados C40	66
Figura 40 - Curvas médias $P-\delta_p$ dos grupos C30 e C40.....	67
Figura 41 - Aspecto final do ensaio de duplo puncionamento	68
Figura 42 - f_t e f_R, δ_p dos grupos estudados.....	70
Figura 43 - Curva $P-\delta$ dos grupos C30	72
Figura 44 – Curvas médias $P-\delta$ dos grupos estudados C30.....	73
Figura 45 - Aspecto final do grupo C30 após o ensaio	74
Figura 46 - Curva $P-\delta$ dos grupos C40	75
Figura 47 - Curvas médias $P-\delta$ dos grupos estudados C40	76
Figura 48 - Aspecto final do grupo C30 após o ensaio	77
Figura 49 - Curvas médias $P-\delta$ dos grupos estudados C30 e C40	78
Figura 50 - Comparação entre as resistências do ensaio de tração na flexão.....	79
Figura 51 – Comportamento típico das vigas.....	83
Figura 52 – Curvas $P-\delta$ do grupo de referência C30-0	84
Figura 53 – Panorama de fissuração do grupo C30-0	84
Figura 54 - Aspecto final das vigas do grupo C30-0 após ensaio	85
Figura 55 - Curvas $P-\delta$ do grupo de referência C30-80.....	86
Figura 56 - Panorama de fissuração do grupo C30-80	86
Figura 57 - Aspecto final das vigas do grupo C30-80 após ensaio	87
Figura 58 - Curvas $P-\delta$ do grupo de referência C30-100.....	88
Figura 59 - Panorama de fissuração do grupo C30-100	88
Figura 60 - Aspecto final das vigas do grupo C30-100 após ensaio	89
Figura 61 - Curvas $P-\delta$ do grupo de referência C30-120.....	90
Figura 62 - Panorama de fissuração do grupo C30-120	90
Figura 63 - Aspecto final das vigas do grupo C30-120 após ensaio	91

Figura 64 – Curvas $P-\delta$ dos grupos estudados C30	92
Figura 65 - Curvas $P-\delta$ do grupo de referência C40-0.....	93
Figura 66 - Panorama de fissuração do grupo C40-0	94
Figura 67 - Aspecto final das vigas do grupo C40-0 após ensaio	94
Figura 68 - Curvas $P-\delta$ do grupo de referência C40-80.....	95
Figura 69 - Panorama de fissuração do grupo C40-80	95
Figura 70 - Aspecto final das vigas do grupo C40-80 após ensaio	96
Figura 71 - Curvas $P-\delta$ do grupo de referência C40-100.....	97
Figura 72 - Panorama de fissuração do grupo C40-100	97
Figura 73 - Aspecto final das vigas do grupo C40-100 após ensaio	98
Figura 74 - Curvas $P-\delta$ do grupo de referência C40-120.....	99
Figura 75 - Panorama de fissuração do grupo C40-120	99
Figura 76 - Aspecto final das vigas do grupo C40-120 após ensaio	100
Figura 77 - Curvas $P-\delta$ dos grupos estudados C40.....	101
Figura 78 - Curvas $P-\delta$ média dos grupos estudados C30 e C40	102
Figura 79 - Forças de primeira fissura (P_f), fissura crítica (P_c) e de pico (P_u) das vigas analisadas.....	103
Figura 80 - Evolução das forças de primeira fissura ou flexão (P_f), fissura crítica ou de cisalhamento (P_c) e de pico ou última (P_u) com a variação da taxa de fibras nas vigas.....	104
Figura 81 – Curvas $P-\epsilon_s$ do CP6-S1 do grupo C30-0	105
Figura 82 - Curva $P-\delta$ do CP6-S2 do grupo C30-0	105
Figura 83 - Curvas $P-\epsilon_s$ das vigas C30-80	105
Figura 84 - Curva $P-\delta$ das vigas do grupo C30-80	105
Figura 85 - Curvas $P-\epsilon_s$ das vigas C30-100	106
Figura 86 - Curva $P-\delta$ das vigas do grupo C30-100	106
Figura 87 - Curvas $P-\epsilon_s$ das vigas C30-120	106
Figura 88 - Curvas $P-\delta$ das vigas C30-120	106
Figura 89 - Curvas $P-\epsilon_s$ das vigas C40-0	107
Figura 90 - Curvas $P-\delta$ das vigas C40-0.....	107
Figura 91 - Curvas $P-\epsilon_s$ das vigas C40-80	107
Figura 92 - Curvas $P-\delta$ das vigas C40-80.....	107
Figura 93 - Curvas $P-\epsilon_s$ das vigas C40-100	108
Figura 94 - Curvas $P-\delta$ das vigas C40-100.....	108
Figura 95 - Curvas $P-\epsilon_s$ das vigas C40-120	108

Figura 96 - Curvas P- δ das vigas C40-120.....	108
Figura 97 – Correlação entre P_f e deformações específicas dos estudados	110
Figura 98 - Correlação entre P_c e deformações específicas dos estudados	110
Figura 99 - Correlação entre P_u e deformações específicas dos estudados	111
Figura 100 - Curvas P-d média dos grupos C30 – AUTOR (2025) e SUK (2022).....	113
Figura 101 - Curvas P-d média dos grupos C45 – AUTOR (2025) e SUK (2022).....	114
Figura 102 - Curvas P-d média dos grupos C30 e C45 – AUTOR (2025) e SUK (2022)	115
Figura 103 - Relação entre a carga última experimental e as calculadas pelos autores	117

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tolerâncias para comprimento e diâmetro das fibras.....	21
Tabela 2 – Características do agregado miúdo.....	41
Tabela 3 - Valores médios das amostras do agregado miúdo.....	41
Tabela 4 – Características do agregado graúdo.....	42
Tabela 5 – Valores médios das amostras do agregado graúdo.....	42
Tabela 6 - Identificação dos Grupos.....	45
Tabela 7- Quantidade de exemplares em cada grupo.....	45
Tabela 8- Traços dos Concretos da pesquisa de Suk (2022).....	46
Tabela 9 – Valores de <i>Slump</i> para os grupos de concreto.....	58
Tabela 10 - Resistência à compressão dos concretos.....	59
Tabela 11 – P_f (kN), f_t (MPa), f_R , δp (MPa), S_d e C_v dos grupos estudados.....	69
Tabela 12 - f_L (MPa), $f_{R,i}$ (MPa), S_d e C_v dos grupos estudados.....	79
Tabela 13 – Resistências Características.....	80
Tabela 14 - Relação das resistências residuais.....	81
Tabela 15 – Forças médias de fissuração de flexão (P_f), de cisalhamento (P_c) e de pico (P_u) das vigas analisadas.....	102
Tabela 16 – Correlação entre P_f , P_c e P_u e deformações específicas dos estudados.....	109
Tabela 17 – Resumo das formulações utilizadas.....	116
Tabela 18 - Resumo dos parâmetros dos grupos analisados e seus resultados.....	116
Tabela 19 - Força última experimental e calculadas pela literatura.....	117

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	OBJETIVOS	13
1.1.1	Objetivos Gerais.....	13
1.1.2	Objetivos Específicos	13
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1	CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO	14
2.2	CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS (CRFA).....	16
2.2.1	Classificação das fibras de aço.....	18
2.2.2	Comportamento da fibra de aço na matriz do concreto	22
2.2.3	Resistência a compressão	22
2.2.4	Resistência a tração	22
2.2.5	Resistência a tração na flexão	23
2.2.6	Resistência ao duplo puncionamento	24
2.2.7	Resistência ao cisalhamento de vigas	24
2.3	NORMAS VIGENTES – DIMENSIONAMENTO DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS (CRF)	28
2.3.1	Norma brasileira - NBR 16935 (2021)	28
2.3.2	FIB Model Code (2010)	31
2.3.3	Rilem tc 162-tdf.....	32
2.4	PESQUISAS RECENTES	33
2.4.1	Sharma (1986)	35
2.4.2	Narayanan e Darwish (1987)	35
2.4.3	Ashour et al. (1992).....	36
2.4.4	Li et al. (1992).....	36
2.4.5	Shin et al. (1994).....	37
2.4.6	Khuntia et al. (1999)	37

2.4.7 Kwak et al. (2002)	38
2.4.8 Yakoub (2011)	38
2.4.9 Sahoo e Sharma (2014)	39
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	39
3.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	40
3.2 CONCRETOS E GRUPOS DE VIGAS	44
3.3 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE CORPOS CILÍNDRICOS	47
3.4 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA DE CORPOS CILÍNDRICOS 48	
3.5 ENSAIO DE FLEXÃO EM 3 PONTOS DAS VIGAS	49
3.6 CARACTERIZAÇÃO DOS CRFA POR DUPLO PUNÇIONAMENTO	53
3.7 CARACTERIZAÇÃO DOS CRFA À TRAÇÃO POR FLEXÃO	55
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	57
4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS CONCRETOS NO ESTADO FRESCO	58
4.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CONCRETOS	58
4.3 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL	60
4.4 RESISTÊNCIA À FISSURAÇÃO E RESIDUAIS À TRAÇÃO POR ENSAIO DE DUPLO PUNÇIONAMENTO (EDP)	62
4.5 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO	71
4.6 COMPORTAMENTO FORÇA-DESLOCAMENTO VERTICAL DAS VIGAS	82
4.7 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM A PESQUISA DE SUK (2022)	111
4.8 ANÁLISE DOS RESULTADOS PELAS FORMULAÇÕES	115
5 CONCLUSÕES	118
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	120

1 INTRODUÇÃO

As primeiras vigas reforçadas com fibras e ensaiadas para resistir ao cisalhamento foram analisadas em 1972 e, deste então vários estudos têm demonstrado que a presença de fibras de aço aumenta a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto (Barros & Foster, 2018).

O aumento do desempenho à força cortante vem da capacidade do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) em resistir e em redistribuir as tensões de tração da diagonal pós-fissuração, o que resulta em aumento da resistência e formação de múltiplas fissuras com menor abertura (Resende, 2020).

Vigas de concreto armado são dimensionadas para que, sob os esforços solicitantes, tenham comportamento adequado em serviço e ruína por ruptura do tipo dúctil. Entretanto, a ruptura por força cortante em vigas de concreto armado, com ausência ou com armadura transversal insuficiente, é do tipo frágil, característica do concreto simples sob tensão de tração. Por outro lado, as pesquisas têm mostrado que o uso de fibras de aço em vigas sem armadura transversal pode aumentar a resistência à força cortante, promover ruptura dúctil e assim, oferecer uma alternativa na substituição parcial ou total da armadura transversal.

Estudos que avaliam a substituição total dos estribos pelas fibras de aço têm indicado (Yoon et al., 2017; Amin et al., 2016; Gimenes et al., 2022) que, cerca de 60 kg/m^3 de fibras (0,75%) representa uma quantidade suficiente para substituição dos estribos da armadura transversal mínima de vigas.

Na pesquisa de Suk & Ferrari (2024) mostrou-se que a adição de fibras de aço foi proporcional aos ganhos de capacidade de carga para as vigas sem estribos e moldadas com CRFA e que, a ruína por ruptura brusca do concreto da diagonal tracionada nas vigas de concreto convencional foi modificada para uma ruína dúctil dada pela abertura da fissura diagonal com a viga ainda mantendo a capacidade de carga e deslocamento vertical.

O aumento no volume de fibras proporciona resultados ainda mais expressivos na capacidade de carga de vigas sem estribos quando se tem concreto de maior resistência à compressão (Suk & Ferrari, 2024; Vitor et al., 2018).

A pesquisa proposta tem por objetivo principal investigar a influência das fibras de aço no comportamento ao cisalhamento de vigas com armadura longitudinal tracionada e sem estribos. As fibras de aço são adicionadas a concretos de resistência à compressão C30 e C40 e em quantidades de 80, 100 e 120 kg/m^3 . O comportamento das vigas é analisado em termos dos valores das forças relacionadas a primeira fissura de flexão, de cisalhamento

e de ruína. O efeito das fibras sobre as deformações específicas da armadura de flexão é também analisado.

Foram realizados ensaios de duplo puncionamento e de tração na flexão para a caracterização do comportamento dos concretos reforçados com fibras. Formulações analíticas das normas (ABNT e FIB Model Code) foram empregadas para a estimativa da capacidade resistente de cada grupo de viga.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivos Gerais

Esta pesquisa tem como objetivo analisar experimentalmente as características mecânicas do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) e o estudo do comportamento de vigas em CRFA quanto a flexão, variando-se a resistência do concreto e a taxa de fibra, sem armadura de cisalhamento somente com armadura longitudinal na região tracionada.

1.1.2 Objetivos Específicos

Portanto, dentro do objetivo geral, os objetivos específicos desta pesquisa são:

- Analisar o comportamento força (P)-deslocamento vertical (δ) do CRFA em vigas submetidos a ensaio de flexão variando-se a taxa de fibras em 0kg/m³, 80kg/m³, 100kg/m³ e 120kg/m³ nos concretos de resistência 30MPa e 40MPa;
- Analisar a deformação específica das armaduras de flexão em vigas de CRFA na presença da variação do teor de fibras de aço;
- Verificar o comportamento com relação a compressão axial e tração diametral de corpos cilíndricos nos diferentes grupos de concreto;
- Execução da caracterização mecânica do CRFA por meio do ensaio de duplo puncionamento, analisando-se a resistência a fissuração e resistências residuais do CRFA por meio da ABNT NBR 16939 (2021);
- Execução da caracterização mecânica do CRFA por meio do ensaio de tração na flexão, analisando-se o limite de proporcionalidade e resistências residuais do CRFA por meio da ABNT NBR 16940 (2021);
- Análise do limite de proporcionalidade e resistências residuais quanto a classificação dos concretos como materiais estruturais por meio das relações estabelecidas

pela norma de projetos em CRFA, ABNT NBR 16935 (2021);

- Comparar os resultados obtidos experimentalmente com a pesquisa de Suk (2022) e validar os resultados por formulações das normativas internacionais e autores de referência.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

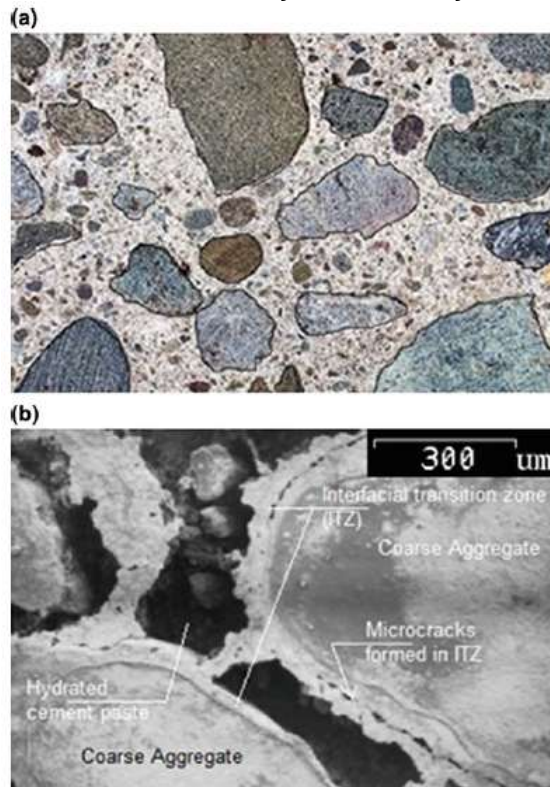
2.1 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO

O concreto convencional é formado por três componentes que na presença de água se fundem, são eles: cimento, agregado miúdo e agregado graúdo. Esta composição tem como principal característica a resistência a compressão, também apresenta “comportamento marcadamente frágil e baixa capacidade de deformação antes da ruptura quando submetido a esforços de tração” de acordo com Figueiredo (2011).

A água em contato com o cimento desencadeia reações de hidratação, tornando-o o meio de ligação entre os agregados. Em uma escala microscópica, durante essa ligação, há a formação de uma camada muito fina de separação em torno do agregado graúdo, chamada de zona de transição interfacial (SINGH, 2017).

Na parte (a) da Figura 1 retrata-se uma superfície polida de amostra de concreto, em que é possível notar uma linha de separação ao redor das partículas mais grossas. De acordo com Singh (2017) esta região, que é a zona de transição interfacial, determina as propriedades de resistência no concreto. De forma geral o volume e tamanho dos vazios nesta zona são maiores do que os encontrados em outras regiões da pasta de cimento, o que leva à formação de uma superfície de descontinuidade, ao qual, se desenvolvem as fissuras mais facilmente sob as tensões de tração do que sob as tensões de compressão. A parte (b) da Figura 1, é a representação da mesma região, porém em uma escala microscópica, evidenciando-se a superfície de descontinuidade (zona de transição interfacial).

Figura 1 - Zona de transição de transição interfacial

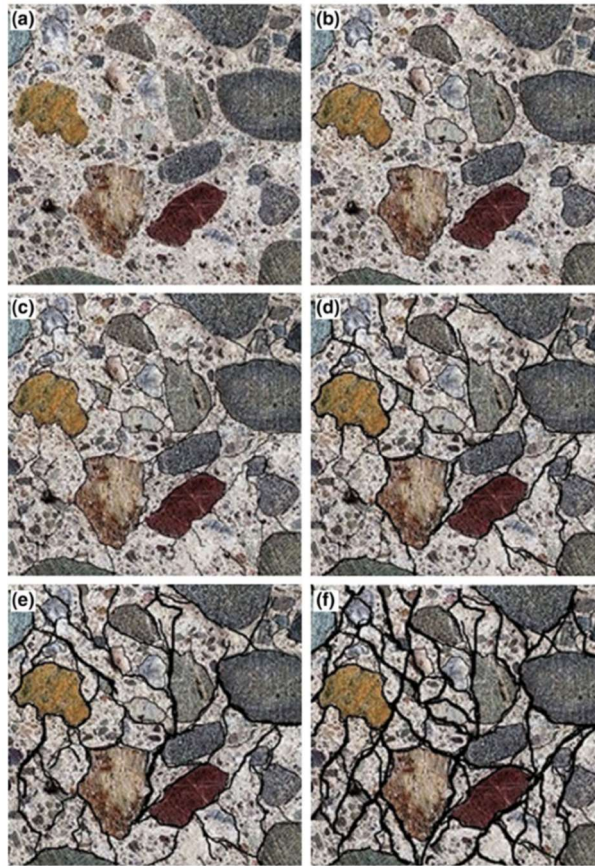


Fonte: Singh (2017)

Quando submetido à compressão, ainda segundo Singht (2017), a matriz do concreto resiste até o nível de tensão de 90%, deste ponto adiante o diagrama tensão-deformação curva-se bruscamente e ocorre a ruptura do corpo de prova, este ponto é definido como resistência última à compressão da amostra. Em contrapartida, quando submetido a tração, as fissuras presentes na zona de transição interfacial da matriz de concreto levam a ruptura repentina, a resistência a tração do concreto é da ordem de 6 a 12% com relação a resistência a compressão. A Figura 2, detalha o comportamento da microestrutura do concreto sob tensão.

Portanto, os elementos de concreto são dimensionados a partir da suposição de que o concreto resiste somente a tensões de compressão e as tensões de tração são resistidas por meios externos através de materiais de alta resistência a tração, como as barras de aço do concreto armado.

Figura 2 - Comportamento do concreto sob tensão



Fonte: Singh (2017)

Dessa forma, a fim de compensar a deficiência da resistência a tração do concreto, no século XIX na Europa, surge o concreto armado, utilizando-se de barras de aço juntamente com o concreto, assegurado pela aderência entre os dois materiais. Como desvantagens dessa composição, pode-se citar o aumento do peso próprio do elemento estrutural e o conhecimento necessário no dimensionamento e principalmente precisão da alocação das armaduras na execução (COUTO et al, 2013).

2.2 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS (CRFA)

O concreto reforçado com fibras (CRF) é classificado como um material compósito, sendo formado pelos mesmos materiais que constituem o concreto simples, com a adição de fibras. Além disso, o CRF pode conter pozolanas e outras adições comumente utilizadas no concreto convencional. As fibras empregadas podem variar em formato e dimensão, e podem ser produzidas a partir de materiais como aço, vidro, plástico ou materiais naturais. No entanto, entre as diversas opções, a fibra de aço é a mais amplamente utilizada. (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

A incorporação de fibras ao concreto proporciona diversos benefícios, como o aumento da ductilidade e resistência, especialmente quando o material é submetido à tração na flexão, tração direta e compressão. Adicionalmente, essa adição contribui para melhorias em propriedades como resistência ao impacto, erosão e fadiga, além de reduzir a retração do concreto. (MEDEIROS, 2012)

A principal atuação das fibras no concreto está no controle da propagação de fissuras por meio da formação de pontes que transferem tensões. Esse efeito ocorre devido à atuação das fibras, que funcionam como elementos de sutura das fissuras, alterando significativamente os mecanismos de transferência de esforços cortantes em vigas. Como consequência, promove-se uma ruptura mais progressiva, reduzindo ou eliminando o risco de falhas súbitas (VITOR ET AL., 2018).

Nos concretos reforçados com fibras de aço (CRFA), o aumento da resistência residual à tração após a fissuração da matriz no ensaio de flexão caracteriza o comportamento de *deflection-hardening*, também chamado de comportamento de enrijecimento. Esse comportamento resulta na substituição das microfissuras por um sistema denso de microfissuras, o que contribui para a melhoria da segurança estrutural (BRANDT, 2008).

A eficiência das fibras de aço em aumentar a resistência ao cisalhamento depende de diversos fatores, como as propriedades das fibras, o teor adicionado ao concreto, as características da matriz e as condições dos ensaios realizados. O uso dessas fibras pode aumentar substancialmente a capacidade de resistência ao esforço cortante em vigas, sendo possível utilizá-las tanto como complemento quanto como substituto da armadura de cisalhamento convencional (ACI 544.4R, 2009).

Embora o CRFA já apresente benefícios comprovados, o mercado brasileiro de fibras ainda se concentra em aplicações de baixo consumo e estruturas contínuas, com destaque para pavimentos industriais, concreto projetado e, finalmente, elementos pré-moldados. A falta de embasamento técnico por parte de muitos especificadores e aplicadores no Brasil, somada à escassez de referências normativas sobre o tema, agrava essa situação. Isso pode ser parcialmente explicado pela limitada atuação de pesquisadores brasileiros na área do CRF de forma sistemática. No Brasil, a prática de utilização do CRF ainda é predominantemente empírica, comumente envolvendo teores fixos de fibras e a ausência de procedimentos formais para o controle de qualidade do compósito. (FIGUEIREDO, 2011).

Apesar do uso de fibras no concreto ser uma prática antiga e desde então haver diversas pesquisas com o propósito de estudar o comportamento do concreto reforçado com fibras, ao revisar as normativas vigentes atuais nos países, não há um consenso quanto como

tratar todas as variáveis de maneira a explorar todo o seu potencial, estas variáveis serão discutidas ao longo deste trabalho, além de que, as aplicações estruturais do uso das fibras no concreto não são estendidas aos principais elementos de suporte de carga de uma estrutura como fundações, vigas, pilares e lajes (LANTSUGHT, 2019).

2.2.1 Classificação das fibras de aço

De acordo com a ABNT NBR 15530 (2019), as fibras de aço destinadas ao uso em reforço de concreto, outros compósitos cimentícios, inclusive concreto projetado, pavimentação, pré-moldados, preparação in situ ou reparo são classificados com base na fabricação, forma, revestimento, classificação por aço (teor de carbono), tolerâncias de comprimento e diâmetro da fibra.

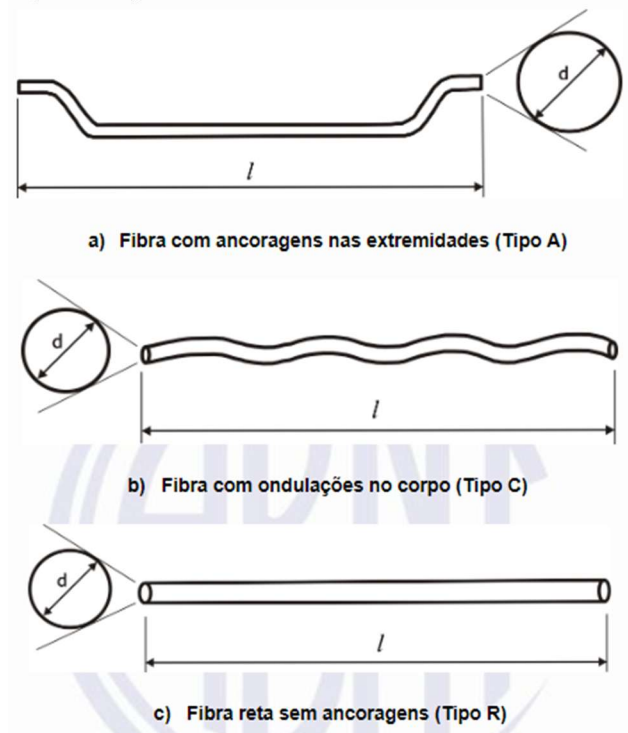
Ainda segundo a norma, dentro das classificações há a especificação em grupos. Com base na fabricação, os grupos dividem-se em arames trefilados a frio (Grupo I), ao qual, o diâmetro equivalente é calculado através da Equação 1, possuindo três tipos de fibras de acordo com seus perfis: com ancoragem nas extremidades (Tipo A), com ondulações no corpo, corrugada (Tipo C), sem ancoragens (Tipo R), a Figura 3 representa os tipos citados (ABNT NBR 15530, 2019).

$$d = \frac{(d_1 + d_2)}{2} \quad (\text{Eq. 2.1})$$

Onde:

d_1 e d_2 : são medidas tomadas na região central da fibra em duas direções ortogonais entre si;

Figura 3 - Exemplos de perfis de fibras de arames trefilados a frio (Grupo I)



Fonte: ABNT NBR 15530 (2019)

Em seguida, o Grupo II da classificação conforme fabricação, são destinados a fibras de aço originadas de chapas cortadas, segundo o cálculo do diâmetro equivalente de acordo com a Equação 2. Este grupo também possui tipos, sendo eles, Tipo A (ancoragem na extremidade), Tipo C (ondulações no corpo, corrugada) e Tipo R (sem ancoragens). A seguir, na Figura 4 detalha os tipos mencionados.

$$d = \frac{\sqrt{4 \cdot t \cdot w}}{\pi} \quad (\text{Eq. 2.2})$$

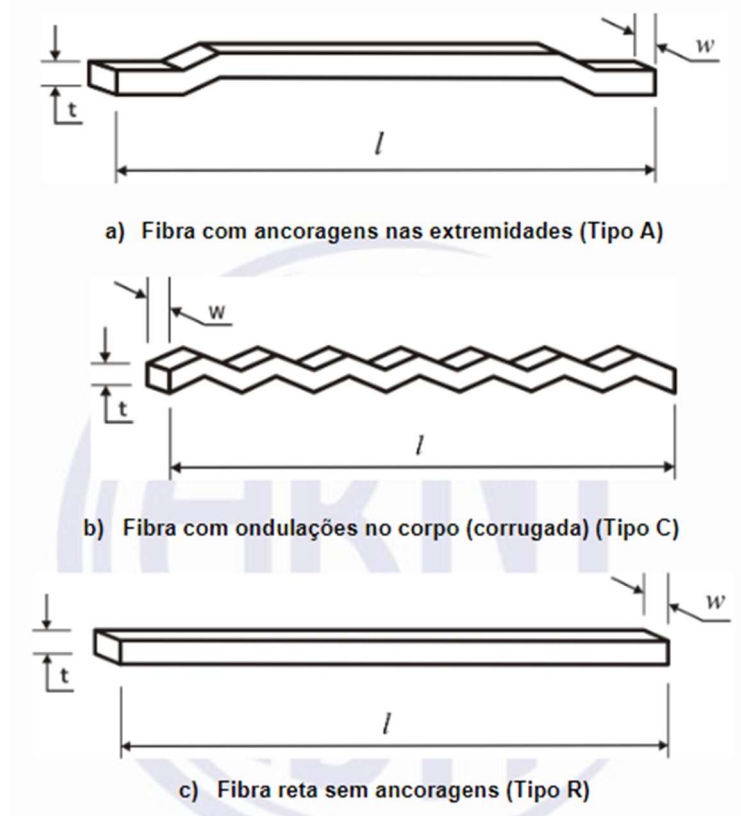
Onde:

d : é o diâmetro da fibra, expresso em milímetros (mm);

t : é a espessura da fibra, expresso em milímetros (mm);

w : é a largura da fibra retangular, expresso em milímetros (mm);

Figura 4 - Exemplos de perfis de fibras de chapas cortadas (Grupo II)



Fonte: ABNT NBR 15530 (2019)

O Grupo III, é o último grupo que utiliza o cálculo de diâmetro equivalente (Equação 3) como classificação. É atribuído a arames trefilados a frio e escarificados (shaved), este grupo, é caracterizado pelo seu perfil com ondulações (corrugada), portanto, somente do Tipo C, a Figura 5 representa a fibra de aço desse grupo. O Grupo IV, é designado às fibras produzidas por fusão (melt extracted), ao qual, são produzidas de forma industrial por meio de um elemento rotativo posicionado junto a um banho do metal fundido, por isso, é moldado pela extremidade dos dentes deste elemento rotativo. Por fim, o Grupo V, as fibras de aço são usinadas a partir de blocos de aço, através de um processo de corte utilizando uma ferramenta cortante.

$$d = \frac{\sqrt{2(3t^3 + 4tw^2)}}{3w\pi} \quad (\text{Eq. 2.3})$$

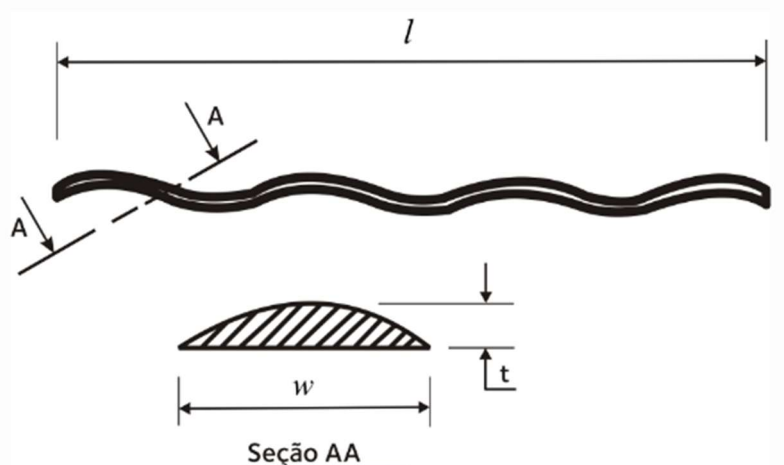
Onde:

d : é o diâmetro da fibra, expresso em milímetros (mm);

t : é a espessura da fibra, expresso em milímetros (mm);

w : é a largura da fibra retangular, expresso em milímetros (mm);

Figura 5 - Exemplo de perfil de fibras de arames trefilados a frio e escarificados (corrugada) (Tipo C)



Fonte: ABNT NBR 15530 (2019)

Dando continuidade a classificação pela ABNT NBR 15530 (2019), com relação a forma da fibra de aço, pode-se encontrar as retas ou deformadas, portanto, o fabricante deve especificar o parâmetro de controle e as tolerâncias na forma de maneira separada para cada tipo de forma geométrica. Ademais, as fibras podem ser classificadas quanto ao seu revestimento, o tipo e a quantidade característica em g/m².

As duas últimas classificações da norma brasileira são com relação ao teor de carbono e referente às tolerâncias de comprimento e diâmetro da fibra. Quanto ao teor de carbono, divide-se em baixo (no máximo 0,30 % de carbono), médio (de 0,30% a 0,60% de carbono) e alto (0,60% a 1,00% de carbono). Já quanto às tolerâncias para comprimento e diâmetro das fibras, segue a Tabela 1.

Tabela 1 - Tolerâncias para comprimento e diâmetro das fibras

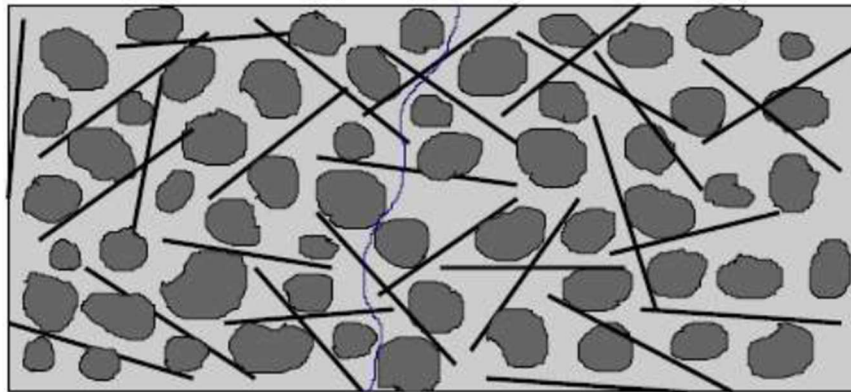
Propriedade	Intervalo	Desvio do valor individual em relação ao valor declarado			Desvio da média em relação ao valor declarado		
		Classe A	Classe B	Classe C	Classe A	Classe B	Classe C
Comprimento e comprimento desenvolvido l ou ld	>30 mm	± 3mm	± 3mm	± 10%	± 5%		
	≤30mm	± 10%	± 10%		± 1,5mm		
Diâmetro (equivalente) d	>0,30mm ≤0,30mm	± 0,02mm	± 5%	± 10%	± 0,015mm	± 5% ± 0,015mm	± 5% ± 0,015mm
Comprimento l e diâmetro λ	-	± 15%			± 7,5%		

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 15530 (2019)

2.2.2 Comportamento da fibra de aço na matriz do concreto

Segundo Figueiredo (2000), a adição de fibras de aço no concreto, permite que haja uma redistribuição de esforços no material, mesmo utilizado em baixos teores, serve como pontes de transferência de tensões pelas fissuras (Figura 6), minimizando a concentrações de tensões e diminuindo a velocidade de propagação das mesmas, isso ocorre devido ao elevado módulo de elasticidade das fibras, portanto, a formação do compósito concreto e fibra, torna a matriz do concreto com capacidade portante pós-fissuração, transformando o comportamento do concreto de frágil para pseudo-dúctil.

Figura 6 – Compósito: concreto e fibra de aço



Fonte: Figueiredo (2000)

2.2.3 Resistência a compressão

Lee, Oh e Cho (2015) relata que ao analisar o comportamento à compressão, verifica-se que se aumentou a resistência conforme aumentou-se a relação volumétrica de fibra no concreto e o fator de forma (comprimento/diâmetro) da fibra, porém o módulo de elasticidade diminuiu.

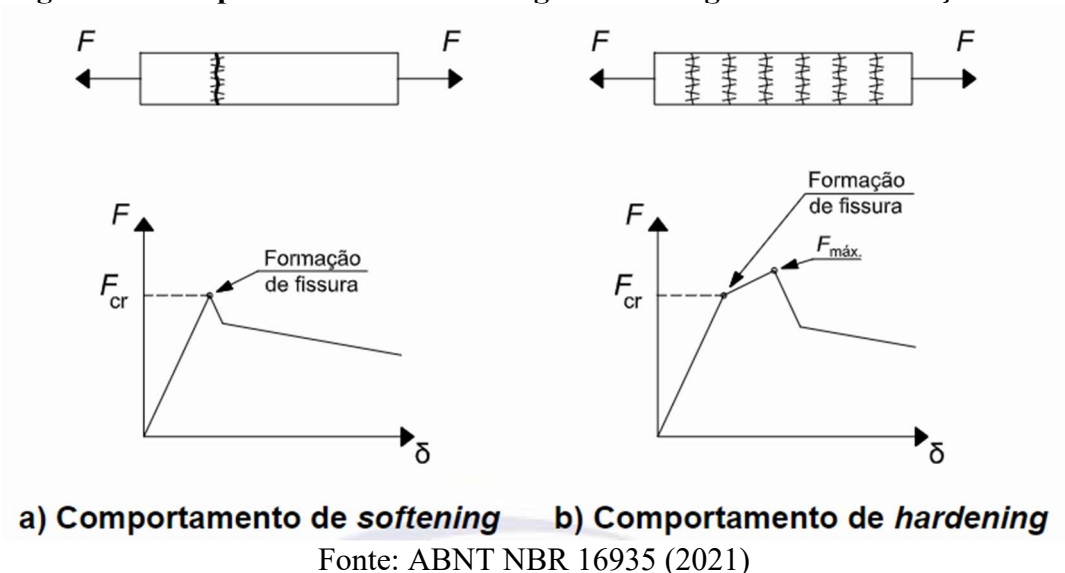
Nos programas experimentais realizados por Thomas e Ramaswamy (2007), Bentur e Mindess (2007) e Metha e Monteiro (2014) destinados a analisar o comportamento do concreto reforçado com fibras, constataram que não houve um aumento significativo na resistência a compressão em comparação com o concreto convencional. Segundo o ACI 544.4R: 2009, a adição de fibras de aço em teores menores que 2% não acrescentam melhoras na resistência à compressão do concreto, podendo até levar a uma pequena redução nessa propriedade.

2.2.4 Resistência a tração

Normativas internacionais ACI 544.1R (1997) e diversas pesquisas, como realizadas por Ding et al. (2012), Amina e Foster (2016), Nzambi (2022), Singh e Jain (2014) dentre outros autores, afirmam que a resistência a tração e o comportamento pós-fissuração são as propriedades mecânicas mais significativas do CRFA.

Sobre o comportamento pós-fissuração, o Modelo Code (2010) e a ABNT NBR 16935 (2021) acrescentam que há duas formas de ocorrer: *softening* e *hardening*. A primeira é caracterizada pelas deformações se localizarem em uma única fissura, obtendo um comportamento de amolecimento, a segunda é destinada a formação de múltiplas fissuras, em que ambas ocorrem antes de atingir a carga máxima de tração. Segundo Leite e Castro (2020), a determinação do comportamento pós-fissuração se dá pelo tipo e teor de fibras adicionadas e das propriedades da matriz cimentícia.

Figura 7 - Comportamento de *softening* e *hardening* do CRF sob tração direta



2.2.5 Resistência a tração na flexão

O novo FIB Model Code estabelece o ensaio de flexão de prismas com entalhe como o teste básico para caracterização do CRF, conforme a norma EN 14651-2007, que corresponde à ABNT NBR 16940 (2021), recém-publicada no Brasil. Esse ensaio é eficaz na redução da variabilidade dos resultados experimentais, pois, a fissura se forma na região do plano de entalhe, o que minimiza a dissipação de energia no corpo-de-prova. Assim, a absorção de energia é diretamente relacionada à fratura ao longo desse plano. Entretanto, os diferentes ensaios variam em termos de complexidade na aplicação. Dentre eles, o ensaio da JSCE é o mais simples de ser executado e o mais utilizado no Brasil. (SALVADOR,

FERNANDES, FIGUEIREDO, 2015)

Com relação ao comportamento do CRFA na tração a flexão, Suk (2022) apresenta que a influência na resistência a flexão é maior em comparação com a compressão e à tração indireta. Ainda de acordo com Leite e Castro (2020) por meio do artigo publicado no IBRACON (Instituto Brasileiro de Concreto), através dos ensaios de flexão em prismas (sendo realizado segundo a norma japonesa JSCE-SF4), punção de placas (recomendação europeia EFNARC) e ensaio Barcelona (duplo puncionamento através da norma espanhola UNE 83515:2010), verifica-se que as fibras de aço com ancoragem na extremidade contribuem de forma mais relevante à tração na flexão comparada a outros tipos de fibras.

2.2.6 Resistência ao duplo puncionamento

Segundo Medeiros (2012), o CRF consegue suportar tensões e deformações consideravelmente maiores do que o concreto convencional após atingir a tensão máxima. Uma amostra de CRF continua a suportar tensões e deformações mesmo após o início da primeira fissura, absorvendo mais energia até a ruptura (MEDEIROS, 2012). Por outro lado, Oliveira (2005) explica que a falha do CRF pode ocorrer por alongamento elástico ou plástico das fibras, por degradação da matriz de concreto na zona de aderência entre a fibra e a matriz, ou ainda por arrancamento ou ruptura das fibras.

Afim de auxiliar na determinação das características do CRFA quanto ao comportamento após fissuração, ABNT NBR 16939 (2011) atribui as diretrizes para o ensaio de determinação das resistências à fissuração e residuais à tração por duplo puncionamento, originado do ensaio de Barcelona.

Ao comparar o concreto simples com o CRFA, observa-se que, após a fissuração da matriz, a capacidade de carga do concreto simples diminui rapidamente. Em contraste, o CRFA apresenta grade uma vez que as fibras retardam a abertura das fissuras. (VITOR, 2017).

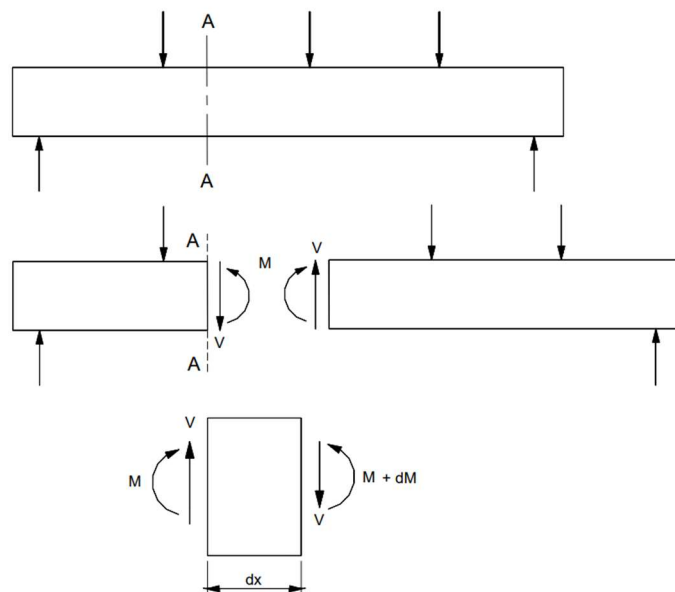
2.2.7 Resistência ao cisalhamento de vigas

Bastos (2010) por meio da Figura 8 representa os esforços que uma viga em concreto armado sob a ação de carregamentos externos resiste, são eles: momento fletor (M) e força cortante (V), ao qual, as armaduras longitudinais são destinadas à flexão e as armaduras transversais, à cortante. Afirma ainda que a ruptura de uma viga por efeito da força cortante é

frequentemente e frágil, dessa forma deve sempre ser evitada, portanto, caso venha ocorrer uma ruptura que seja por flexão, pelo fato desta ser caracterizada por um desenvolvimento lento e gradual.

A norma brasileira reforça essa afirmação através da ABNT NBR 6118 (2023) em que afirma ser necessário o dimensionamento da viga de forma que garanta uma boa ductilidade, caso ocorra uma eventual ruína seja de maneira dúctil.

Figura 8 – Esforços solicitantes na viga



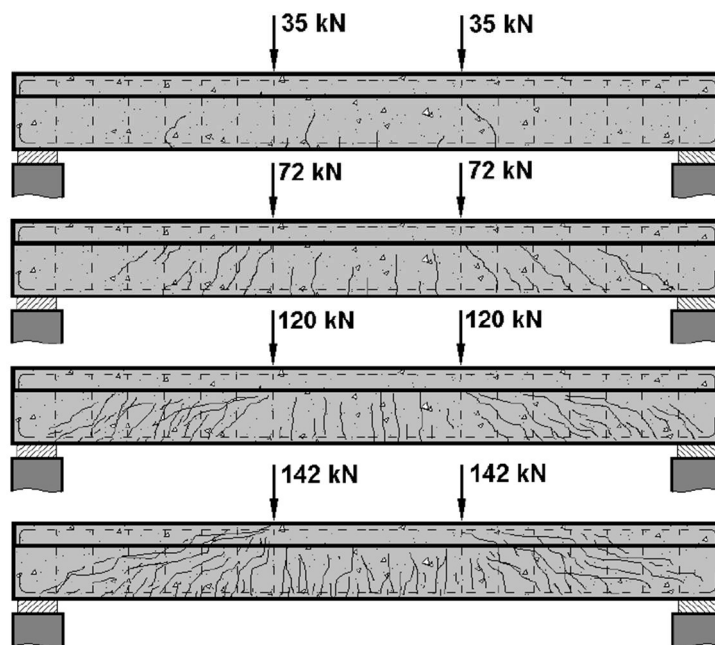
Fonte: Bastos (2010)

Pinheiro, Muzardo e Santos (2010) apresentam a situação da Figura 9 para exemplificar a evolução da fissuração que leva a ruína de uma viga, considerando esta biapoiada submetida a duas forças F iguais e equidistantes dos apoios, armada com barra longitudinais tracionadas e com estribos. A evolução da fissuração é dividida em estágios.

O Estágio I ocorre no início dos carregamentos, em que F possui valores pequenos. Neste estágio, a viga não apresenta fissuras devido à tensão da tração ser inferior à resistência à tração do concreto na flexão. É nesse estágio também que se origina o sistema de tensões principais de tração e compressão. Com o aumento do carregamento, a parte central da viga, entre as forças aplicadas, caracteriza-se por estar no Estágio II, em que a resistência do concreto à tração foi ultrapassada, e assim há o surgimento das primeiras fissuras, iniciando-se na fibra mais tracionada em direção a linha neutra. Dessa forma é resistida exclusivamente pelas armaduras longitudinais, enquanto nos trechos próxima aos apoios permanece no Estágio I. A fissuração segue até atingir a região dos apoios, conforme dá-se a continuidade

no aumento dos carregamentos, até que a viga toda esteja situada no Estágio II e por fim atinge a ruptura (PINHEIRO, MUZARO E SANTOS, 2010).

Figura 9 - Evolução da fissuração



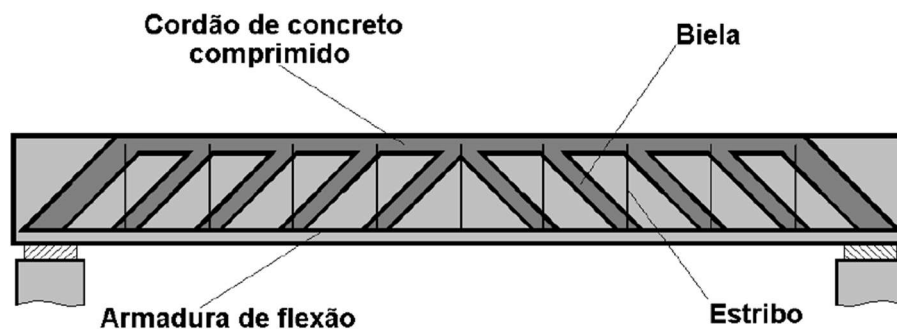
Fonte: Pinheiro, Muzardo e Santos (2010)

Ao dar enfoque na resistência a força de cisalhamento (cortante), Bastos (2010) relata que há diferentes teorias e modelos para a análise de vigas de concreto sob esse esforço, a norma brasileira admite dois modelos de cálculos, o Modelo de Cálculo I possui como base o estudo da treliça de Ritter-Morsch e o Modelo de Cálculo II é baseada na “treliça generalizada”. O primeiro modelo citado, porém, é a que se destaca no Brasil e nas principais normas internacionais, embora tenha sido desenvolvida a mais de 100 anos, este modelo resulta em bons resultados e apresenta-se de forma simples em comparação aos demais modelos.

O modelo de treliça de Ritter-Morsch faz uma analogia a viga fissurada, em que o banzo superior representa o cordão de concreto comprimido, o banzo inferior é a armadura longitudinal de tração, as diagonais comprimidas são as bielas de concreto entre as fissuras e as diagonais tracionadas são a armadura de cisalhamento, conforme mostra a Figura 10. Esse modelo possui como considerações básicas que as fissuras (bielas de compressão) estão inclinadas em 45° , os banzos são paralelos, a treliça é isostática e a armadura de cisalhamento está posicionada a 45° ou 90° . Através de programas experimentais, sabe-se que há alguns fatores que tornam esse modelo imperfeito, pode-se citar fatos como: a inclinação das fissuras

é menor que 45° , os banzos não são paralelos, o banzo comprimido tende a se comportar como arco e a treliça é altamente hiperestática. Por isso, as normas que utilizam esse modelo como padrão, utilizam de fatores de correção para minimizar esses fatores. (PINHEIRO, MAZURDO E SANTOS, 2010).

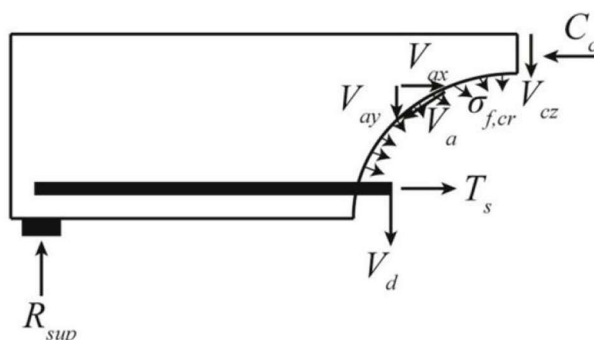
Figura 10 - Analogia entre viga fissurada e treliça



Fonte: Pinheiro, Mazurdo e Santos (2010)

Os mecanismos de transferência de cisalhamento do concreto reforçado com fibra são apresentados na Figura 11, em que Lantsoght (2019) representa o diagrama de corpo livre em uma viga fissurada. A zona de compressão do concreto fornece resistência ao cisalhamento V_{cz} , a armadura de flexão através da ação de pino V_d , os agregados ao cisalhamento por meio do intertravamento do agregado V_a e a resistência à tração do CRFA através da $\sigma_{f,cr}$.

Figura 11 - Mecanismos de Transferência de Cisalhamento



Fonte: Langtsoght (2019)

A ação de pino é a contribuição da armadura longitudinal de flexão para resistir a abertura e deslizamento da fissura de cisalhamento. Segundo Negi, Jain e Deighade (2022), o aumento na resistência ao cisalhamento é de cerca de 8% a 11% para cada aumento de 0,5% na taxa de armadura longitudinal.

Segundo Xu et al. (2024), o efeito de pino depende da aderência das armaduras longitudinais na interface do concreto e a presença das fibras de aço aumenta a capacidade de suporte ao deslizamento e aparição de fissuras.

Por fim, o mecanismo do intertravamento dos agregados é a resistência fornecida pelo contato entre agregados que se projetam de ambas as superfícies da fissura (PAULAY, LOEBER, 1974). A pesquisa desenvolvida por Marar e Roughani (2017) afirma que aumentar a fração volumétrica de fibra de 0% a 1,5%, aumenta-se a capacidade de intertravamento do agregado de forma aproximadamente linear.

Ao estudar os mecanismos de cisalhamento de viga reforçada com fibra de aço, verifica-se que o volume de fibra na composição de concreto influencia de forma direta, até algumas pesquisas como a realizada por Sahoo e Sharma (2014) mencionam que o teor de fibras gera maior modificação no comportamento do elemento estrutural do que a taxa de armadura longitudinal, por isso também a importância em analisar essa variável.

2.3 NORMAS VIGENTES – DIMENSIONAMENTO DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS (CRF)

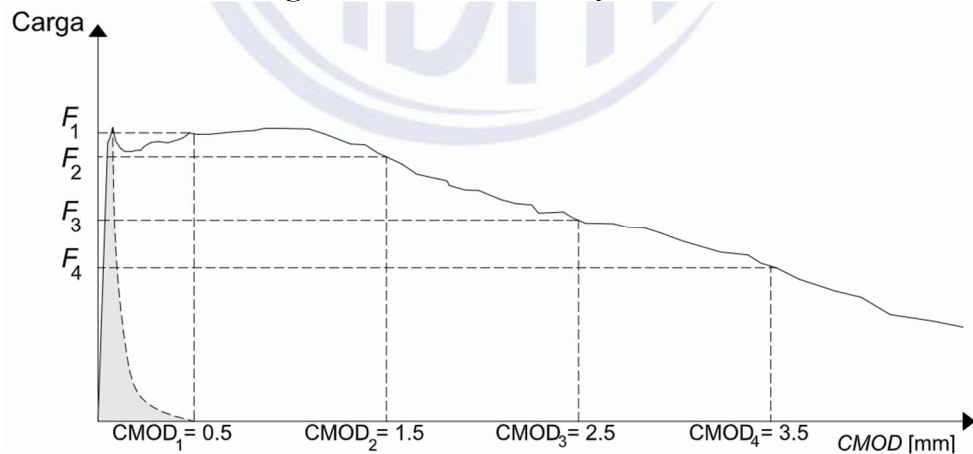
2.3.1 Norma brasileira - NBR 16935 (2021)

A NBR 16935 é destinada aos procedimentos de projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras e possui o intuito de melhorar o comportamento no estado-limite último (ELU) e no Estado Limite de Serviço (ELS).

Esta norma atende ao grupo I de resistência do C20 ao C50, para elementos estruturais e placas identificadas por massa específica seca maior do que 2000kg/m³ e não excedendo 2800kg/m³. O equacionamento foi baseando na norma europeia EN 1992-1-1(2004) que também foi suporte para a recomendação da Federação Internacional de Estrutura de Concreto, o Fib Model Code 2010 (2013) e para o Instituto de Concreto Americano, ACI 544.4R (2018).

O dimensionamento das estruturas do CRFA está relacionado aos valores das resistências residuais obtidos pelo ensaio de flexão em corpos de prova com entalhe descrito pela ABNT NBT 16940 (2021) que fornece informações segundo o gráfico da Figura 12, em que é aferido a carga de acordo com a abertura da face inferior do entalhe do corpo de prova ao resultar em 0,5mm, 1,5mm, 2,5mm e 3,5mm.

Figura 12 - Curva de força CMOD



Fonte: ABNT NBR 16935 (2021)

A norma menciona que é possível haver a substituição total ou parcial da armadura convencional nos elementos estruturais a partir do momento em que a relação entre resistência residual característica relacionada ao $CMOD_1$ e o limite de proporcionalidade (f_{R1k}/f_{Lk}) seja maior ou igual a 0,40 e a relação entre a resistência residual característica relacionada ao $CMOD_3$ e a resistência residual característica relacionada ao $CMOD_1$ (f_{R3k}/f_{R1k}) seja maior ou igual a 0,50.

Por meio da Equação 2.4 e os resultados obtidos na curva de força CMOD, pode-se verificar a resistência à tração residual na flexão $f_{R,j}$ ($j=1, 2, 3, 4$).

$$f_{R,j} = \frac{3 \cdot F_j \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2} \quad (\text{Eq. 2.4})$$

Onde:

F_j : é a carga pontual medida no meio do corpo de prova correspondente às aberturas de fissura;

l : é o comprimento do vão, expresso em milímetros (mm);

b : é a largura da viga, expresso em milímetros (mm);

h_{sp} : é a distância entre a ponta do entalhe e o topo da viga na seção do meio do vão, expresso em milímetros (mm);

Dessa forma, a Equação 2.5 para o cálculo da resistência do elemento estrutural em determinada seção transversal $V_{Rd,F}$.

$$V_{Rd,F} = \left\{ \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \left[100 \cdot \rho_1 \cdot \left(1 + 7,5 \cdot \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) \cdot f_{ck} \right]^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,Fmin} \quad (\text{Eq. 2.5})$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (\text{Eq. 2.6})$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \cdot d \quad (\text{Eq. 2.7})$$

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} \cdot (f_{Fts} - 0,5 \cdot f_{R3} + 0,2 \cdot f_{R1}) \geq 0 \quad (\text{Eq. 2.8})$$

$$f_{Fts} = 0,45 \cdot f_{R1} \quad (\text{Eq. 2.9})$$

$$\sigma_{cp} = 0 \quad (\text{Eq. 2.10})$$

Onde:

γ_c : é o coeficiente de ponderação do CRF, valor de 1,5;

d : é a altura útil da seção transversal, expressa em mm;

b_w : é a menor largura de seção transversal na parte tracionada da viga, expressa em mm;

ρ_1 : é taxa de armadura longitudinal;

A_{sl} : é a área de seção transversal da armadura que se estende além da seção considera, expressa em mm²;

f_{Ftu} : é a resistência característica à tração direta do CRF, valor último, considerando $w_u = 1,5mm$;

f_{ctk} : é a resistência característica do concreto à tração direta;

f_{ck} : é a resistência característica do concreto à compressão;

σ_{cp} : é o coeficiente de ponderação do CRF, para concreto armado, é igual a 0;

O valor de $V_{Rd,Fmin}$ é obtido através da Equação 2.11 e 2.12 e a armadura mínima de cisalhamento, pode ser substituída pelo CRF a partir do momento em que a relação expressa pela Equação 2.13 for atendida.

$$V_{Rd,Fmin} = (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Eq. 2.11})$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (\text{Eq. 2.12})$$

$$V_{Rd,max} = k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot^2\theta} \quad (\text{Eq. 2.13})$$

$$k_c = 0,5 \cdot \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 0,5 \quad (\text{Eq. 2.14})$$

$$f_{Ftuk} \geq 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{Eq. 2.15})$$

2.3.2 FIB Model Code (2010)

De acordo com Bahniuk, Borsato e Pieralisi (2022), o FIB Model Code (2010) recomenda dois métodos de cálculo quanto a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado reforçado com fibras de aço, o Método da Treliça e a Teoria do Campo de Compressão Modificada Simplificada (SMCFT).

O que difere os métodos de cálculo citados é a forma em que é determinada a resistência à tração residual da flexão da fibra, o Método da Treliça, determina através da abertura da fissura inicial w_u e a Teoria do Campo de Compressão Modificada Simplificada, determinada pelo método direto do teste de tração e largura da fissura final correspondente a w_u , bem como com a mudança no ângulo da biela comprimida (BAHNIUK, BORSATO E PIERALISI, 2022).

O método mais comum utilizado e que é semelhante ao adotado pela ABNT NBR 16935 (2021) é o Método da Treliça, ao qual, a determinação da resistência ao cisalhamento de cálculo é descrita nas equações a seguir.

$$V_{Rd,F} = \left\{ \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \left[100 \cdot \rho_1 \cdot \left(1 + 7,5 \cdot \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) \cdot f_{ck} \right]^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,Fmin} \quad (\text{Eq. 2.16})$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (\text{Eq. 2.17})$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \quad (\text{Eq. 2.18})$$

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{2,5} \cdot (f_{Fts} - 0,5 \cdot f_{R3} + 0,2 \cdot f_{R1}) \geq 0 \quad (\text{Eq. 2.19})$$

$$f_{Fts} = 0,45 \cdot f_{R1} \quad (\text{Eq. 2.20})$$

$$\sigma_{cp} = 0 \quad (\text{Eq. 2.21})$$

Onde:

$$\rho_1 \leq 2\% ;$$

$$\gamma_c = 1,5;$$

$$w_u : 1,5 \text{ mm};$$

σ_{cp} : é o coeficiente de ponderação do CRF, para concreto armado, é igual a 0;

2.3.3 Rilem tc 162-tdf

A International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures indica que a resistência ao cisalhamento de cálculo (V_{Rd}) é obtida pela parcela de contribuição do concreto (V_{cd}) e pela contribuição da fibra (V_{fd}).

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{fd} \quad (\text{Eq. 2.22})$$

$$V_{cd} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Eq. 2.23})$$

$$V_{fd} = 0,7 \cdot k_f \cdot k \cdot \tau_{fd} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Eq. 2.24})$$

$$k_f = 1 + n \cdot \left(\frac{h_f}{b_w} \right) \cdot \left(\frac{h_f}{d} \right) \leq 1,5 \quad (\text{Eq. 2.25})$$

$$n = \frac{b_f - b_w}{h_f} \leq 3 \text{ e } n \leq \frac{3 \cdot b_f}{h_f} \quad (\text{Eq. 2.26})$$

$$\tau_{fd} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot f_{Rk,4} \quad (\text{Eq. 2.27})$$

Onde:

$$\rho_1 \leq 2\% ;$$

$$k_f = 1,0 \text{ para seção retangular;}$$

$f_{Rk,4}$: é a tensão residual característica para o ELU de acordo com o CMOD de 3,5mm;

σ_{cp} : é o coeficiente de ponderação do CRF, para concreto armado, é igual a 0;

2.4 PESQUISAS RECENTES

O reforço de vigas de concreto armado com fibra de aço tem sido objeto de estudo significativo no campo da engenharia civil, especialmente quando se trata da substituição dos estribos tradicionais por este material. A análise da capacidade de cisalhamento destas vigas, em particular, tem sido abordada por diversos pesquisadores, visando tanto a compreensão de seu comportamento estrutural quanto a proposição de modelos de previsão mais precisos.

Zhao, Li, Xie e Shen (2023) realizaram uma análise semi-empírica da capacidade de cisalhamento de vigas esbeltas de concreto reforçado com fibra de aço, sem a presença de estribos. O estudo se baseou em uma revisão extensiva da literatura existente, resultando na compilação de dados de 280 vigas que romperam por cisalhamento, 37 vigas reforçadas com fibra de aço que romperam por flexão e 71 vigas de concreto convencional armadas que falharam por cisalhamento. Os resultados indicaram a necessidade de um modelo empírico mais preciso para avaliar os efeitos multifatoriais na resistência ao cisalhamento dessas vigas.

Estudos anteriores, como o de Araújo, Nunes, Toledo Filho e Andrade (2014), demonstraram um aumento significativo na resistência ao cisalhamento e uma redução na fissuração em vigas de concreto armado reforçadas com fibras de aço. Esses resultados foram corroborados por Lee, Cho e Vecchio (2016), que utilizaram o método de elementos finitos para analisar o comportamento ao cisalhamento de elementos de concreto reforçado com fibra de aço, comparando-os com experimentos em lajes de concreto reforçado com fibra de aço.

Por outro lado, Kwank, Eberhard, Kim e Kim (2002) realizaram ensaios em vigas de concreto armado com diferentes frações volumétricas de fibra de aço, demonstrando um aumento na resistência ao cisalhamento com o aumento do volume de fibras. Eles observaram também uma mudança no modo de falha, passando de cisalhamento para flexão à medida que o teor de fibra aumentava.

Além disso, estudos como o de Amin e Foster (2016) mostraram que a dosagem correta de fibra de aço pode substituir a armadura mínima de cisalhamento, proporcionando uma resistência adequada ao cisalhamento e reduzindo a fissuração. Isso foi confirmado por Lwa Nzambi, Oliveira e Silva (2020), que observaram um aumento significativo na resistência ao cisalhamento em vigas de concreto reforçadas com fibra de aço, associado a uma melhor capacidade de controle da propagação de fissuras.

Outro estudo relevante foi realizado por Micelli, Renni, Kandalaft e Moro (2020), que abordaram a história do concreto reforçado com fibras, normas técnicas e a utilização prática do material, fornecendo uma visão abrangente sobre o tema.

Adicionalmente, Arslan (2014) propôs uma nova expressão de cálculo para a resistência de vigas de concreto reforçado com fibra de aço, considerando o princípio básico da mecânica e o efeito da esbeltez das vigas. Este estudo comparou os resultados com dados de ensaios de 170 vigas de concreto reforçado com fibra de aço, sem estribos, conduzidos por 17 diferentes pesquisadores. Os resultados indicaram que a expressão proposta estava de acordo com os resultados dos testes e forneceu melhores resultados do que onze previsões diferentes, especialmente para vigas sem estribos. No entanto, mais pesquisas são necessárias para verificar a aplicabilidade da equação proposta em vigas de concreto reforçado com fibra de aço de alta resistência e com esbeltez elevada.

Esses estudos destacam a importância e os benefícios do uso de fibras de aço como reforço em vigas de concreto armado, especialmente quando se trata de melhorar a capacidade de cisalhamento e controlar a fissuração. A compreensão desses resultados é crucial para o desenvolvimento de diretrizes de projeto mais precisas e eficazes no campo da engenharia civil.

A seguir apresenta-se as formulações de modelos de previsão para a carga última de cisalhamento em vigas de CRF sem armadura transversal de pesquisadores relevantes na área, ao qual, também foram utilizadas na pesquisa de Suk (2022) com o intuito de validar os resultados obtidos experimentalmente, dessa forma, como meio de expandir a pesquisa realizado pelo mesmo, este programa experimental utilizou-se das mesmas formulações para comparação de resultados.

O fator de fibra (F) é constantemente utilizado nos modelos de previsão de carga última, este parâmetro aponta a quantidade do efeito de fibra de aço na matriz do concreto. A Equação 2.28 apresentada por Narayana e Kareem-Palanjian (194) destina-se ao cálculo desse fator, em que relacionam o volume de fibras incorporadas na matriz, o fator de forma das fibras e o fator de ancoragem das fibras.

$$F = \frac{L_f}{d_f} \cdot \rho_f \cdot V_f \quad (\text{Eq. 2.28})$$

Onde:

V_f : taxa ou volume de fibras incorporadas na matriz de concreto;

$\frac{L_f}{d_f}$: fator de forma das fibras;

ρ_f : fator de aderência ou ancoragem, sendo igual a 1 para fibras retas com gancho nas extremidades;

2.4.1 Sharma (1986)

Sharma (1986) sugere a Equação 2.29, como cálculo de previsão última de carga para CRF sem a presença de armadura de cisalhamento.

$$v_{u1} = \frac{2}{3} \cdot 0,8 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{d}{a}\right)^{0,25} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Eq. 2.29})$$

Onde:

f'_c : resistência a compressão de corpos de prova cilíndricos;

d : altura útil da seção;

a : vão de cisalhamento;

b_w : largura da seção transversal;

2.4.2 Narayanan e Darwish (1987)

Neste modelo de previsão de carga, atribui à tração por compressão diametral, o efeito de pino da armadura longitudinal, o efeito de arco e a resistência à tração diagonal de cisalhamento das fibras de aço na matriz de concreto, contribuição para a resistência a carga última.

$$v_{u2} = (e \cdot (0,24 \cdot f_{spfc} + 80 \cdot \rho \cdot \frac{d}{a}) + \sigma_f) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Eq. 2.30})$$

Onde:

f_{spfc} : resistência à tração por compressão diametral;

ρ : taxa de armadura longitudinal;

e : efeito de arco, sendo igual a 1 quando a relação $a/d > 2,8$ e $2,8(d/a)$ quando $\leq 2,8$;

d : altura útil da seção;

a : vão de cisalhamento;

b_w : largura da seção transversal;

σ_f : resistência à tração gerada pelas fibras de aço obtida pela Equação 2.30;

$$\sigma_f = 0,41 \cdot \tau \cdot F \quad (\text{Eq. 2.31})$$

Onde:

τ : resistência à aderência entre atriz e fibra, Swamy et al. (1974) propõe o valor de 4,15Mpa;

F : fator de forma;

2.4.3 Ashour et al. (1992)

O modelo proposto por Ashour et al. (1992) está presente na Equação 2.31.

$$v_{u3} = ((2,11 \cdot \sqrt[3]{f'_c} + 7 \cdot F) \cdot \sqrt[3]{\rho \frac{d}{a}}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Eq. 2.32})$$

Onde:

f'_c : resistência a compressão de corpos de prova cilíndricos;

F : fator de forma;

ρ : taxa de armadura longitudinal;

d : altura útil da seção;

a : vão de cisalhamento;

b_w : largura da seção transversal;

2.4.4 Li et al. (1992)

O modelo proposto por Li et. Al. (1992) considera o efeito do intertravamento dos agregados e efeito de pino presentes na Equação 2.33.

$$v_{u4} = \left[1,25 + 4,68 \cdot ((f_f \cdot f_{spfc})^{\frac{3}{4}} \cdot (\frac{d}{a} \cdot \rho)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{1}{d^{\frac{1}{3}}}) \right] b_w \cdot d \quad (\text{Eq. 2.33})$$

Onde:

f_f : resistência à flexão do CRF;

f_{spfc} : resistência à tração por compressão diametral;

ρ : taxa de armadura longitudinal;

d : altura útil da seção;

a : vão de cisalhamento;

b_w : largura da seção transversal;

2.4.5 Shin et al. (1994)

Baseado na pesquisa de Narayanan e Darwish (1987), Shin et al. (1994) propuseram a Equação 2.34 como modelo de previsão de carga última.

$$v_{u5} = (0,19 \cdot f_{spfc} + 0,93 \cdot \rho \cdot \frac{d}{a} + 0,834 \cdot \sigma_f) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Eq. 2.34})$$

Onde:

f_{spfc} : resistência à tração por compressão diametral;

ρ : taxa de armadura longitudinal;

d : altura útil da seção;

a : vão de cisalhamento;

b_w : largura da seção transversal;

σ_f : resistência à tração gerada pelas fibras de aço obtida pela Equação 2.30;

2.4.6 Khuntia et al. (1999)

Diferente dos demais autores citados, Khuntia et al. (1999) acrescenta a contribuição das fibras para a resistência ao cisalhamento sem estribos advindo da norma ACI 318-19 (2019).

$$v_{u6} = ((0,167 \cdot e + 0,25 \cdot F) \sqrt{f'_c}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Eq. 2.35})$$

Onde:

e : efeito de arco de vigas curtas igual a 1;

F : fator de forma;

f'_c : resistência a compressão de corpos de prova cilíndricos;

b_w : largura da seção transversal;

d : altura útil da seção;

2.4.7 Kwak et al. (2002)

Assim como Shin et al. (1944), Kwak et al. (2002) utilizaram-se de base o modelo proposto por Narayanan e Darwish (1987), modificando o fator do efeito de arco e através da pesquisa de Zsutty (1971), acrescentaram a resistência à tração por compressão diametral e contribuição das fibras na resistência a carga última do cisalhamento sem estribo.

$$v_{u7} = \left[3,7 \cdot e \cdot (f_{spfc})^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\rho \frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{3}} + 0,8 \cdot \sigma_f \right] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Eq. 2.36})$$

Onde:

e : efeito de arco de vigas curtas igual a 1;

f_{spfc} : resistência à tração por compressão diametral;

ρ : taxa de armadura longitudinal;

d : altura útil da seção;

a : vão de cisalhamento;

σ_f : resistência à tração gerada pelas fibras de aço obtida pela Equação 2.30;

b_w : largura da seção transversal;

2.4.8 Yakoub (2011)

Yakoub (2011) propôs o modelo de previsão de carga por meio da mecânica da fratura, contribuição das fibras de aço, fator geométrico da relação d/a e o efeito do tamanho do agregado que compõe a matriz de concreto. A seguir é apresentado o modelo do autor pela Equação 2.37.

$$v_{u8} = \left[0,83 \cdot \beta \cdot \sqrt[3]{\rho \cdot \left(\sqrt{f'_c} + 249,28 \cdot \sqrt{\frac{\rho}{a^5}} \right)} + 0,162 \cdot F \cdot R_g \cdot \sqrt{f'_c} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Eq. 2.37})$$

Onde:

β : efeito do tamanho do agregado, obtido pela Equação 2.38;

$$\beta = 1/\sqrt{1 + \frac{d}{25.a}} \quad (\text{Eq. 2.38})$$

ρ : taxa de armadura longitudinal;

f'_c : resistência a compressão de corpos de prova cilíndricos;

d : altura útil da seção;

a : vão de cisalhamento;

F : fator de forma;

R_g : fator geométrico das fibras, igual a d/a para $a/d \leq 2,5$ e 0,4 para $a/d \geq 2,5$;

b_w : largura da seção transversal;

2.4.9 Sahoo e Sharma (2014)

Sahoo e Sharma (2014) propuseram o modelo de previsão de carga através de pesquisa envolvendo o ensaio experimental de 89 vigas de CRFA para vigas com altura útil “ d ” menor que 300mm.

$$v_{u9} = \left[(0,251 + 0173.V_f + 0,069.V_f^2) \sqrt{f'_c} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Eq. 2.39})$$

Onde:

V_f : taxa ou volume de fibras incorporadas na matriz de concreto;

f'_c : resistência a compressão de corpos de prova cilíndricos;

b_w : largura da seção transversal;

d : altura útil da seção;

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental segue de forma semelhante a metodologia empregada na pesquisa de Suk (2022) com relação ao desenvolvimento dos concretos e caracterização mecânica no estado fresco, endurecido e ensaio de flexão das vigas em três pontos. Neste estudo, estudou-se o comportamento dos concretos de 30MPa e 40MPa, adicionalmente, foram instalados *strain gauges* nas barras de aço das vigas para obtenção das deformações específicas, realizou-se também os ensaios de duplo punção (ABNT NBR 16939 (2021)) e de tração na flexão (ABNT NBR 16940 (2021)) para caracterização dos concretos. Assim como em Suk (2022), estudou-se o efeito do teor de fibra de 80kg/m³ e ampliando-se as análises para os teores de 100kg/m³ e 120kg/m³.

Durante a moldagem do concreto, realizou-se o ensaio de *Slump Test* (teste de abatimento de tronco de cone) de acordo com a ABNT NBR NM 67 (1998) para efeito de controle da trabalhabilidade da mistura. Deseja-se manter um padrão de trabalhabilidade no concreto sem e com fibra de aço, para isso utilizou-se de aditivo hiperplastificante na correção da trabalhabilidade da mistura principalmente quando adicionado as fibras.

O programa experimental em sua totalidade consiste nos ensaios de caracterização dos materiais, determinação da massa específica dos agregados miúdo e graúdo pela ABNT NBR 17054 (2022) e ABNT NBR 16605 (2017), respectivamente, ensaio de resistência a compressão (ABNT NBR 5739 (2015)), ensaio de resistência à tração por compressão diametral (ABNT NBR 7222 (2011)), duplo puncionamento (ABNT NBR 16939 (2021)), ensaio de tração a flexão (ABNT NBR 16940 (2021)) e ensaio de flexão das vigas de concreto armado em três pontos.

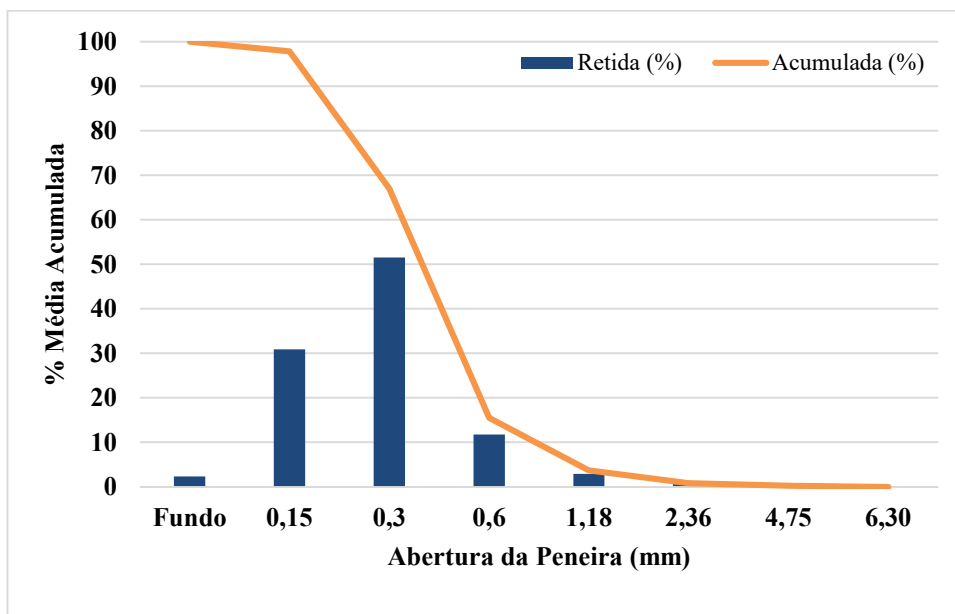
A moldagem e ensaio dos corpos de prova e vigas foram realizados no Laboratório de Estrutura da UTFPR – Campus Campo Mourão, em parceria com o Laboratório de Materiais e Estruturas do Departamento de Engenharia Civil (P02) da Universidade Estadual de Maringá.

3.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Para a produção dos concretos utilizou-se o cimento Portland da marca Votorantim Cimento LTDA, CII Z 32, ou seja, com resistência à compressão aos 28 dias de 32MPa, densidade de 3,1 (g/cm³), pozolana entre 6 a 12% e tempo de pega maior que uma hora.

O agregado miúdo da composição é a areia média natural proveniente da região de Campo Mourão (PR), caracterizada através da curva granulométrica da Figura 13 executada de acordo com ABNT NBR NM 248 (2003). Conforme apresentado na Tabela 2, trata-se de uma areia com dimensão máxima característica de 1,18mm, módulo de finura de 1,84 e massa específica de 2,63 g/cm³.

Figura 13 – Curva granulométrica do agregado miúdo



Fonte: Autor (2025)

Tabela 2 – Características do agregado miúdo

Dimensão máxima característica (mm)	1,18
Módulo de Finura	1,84
Massa Específica (g/cm³)	2,63

Fonte: Autor (2025)

Tabela 3 - Valores médios das amostras do agregado miúdo

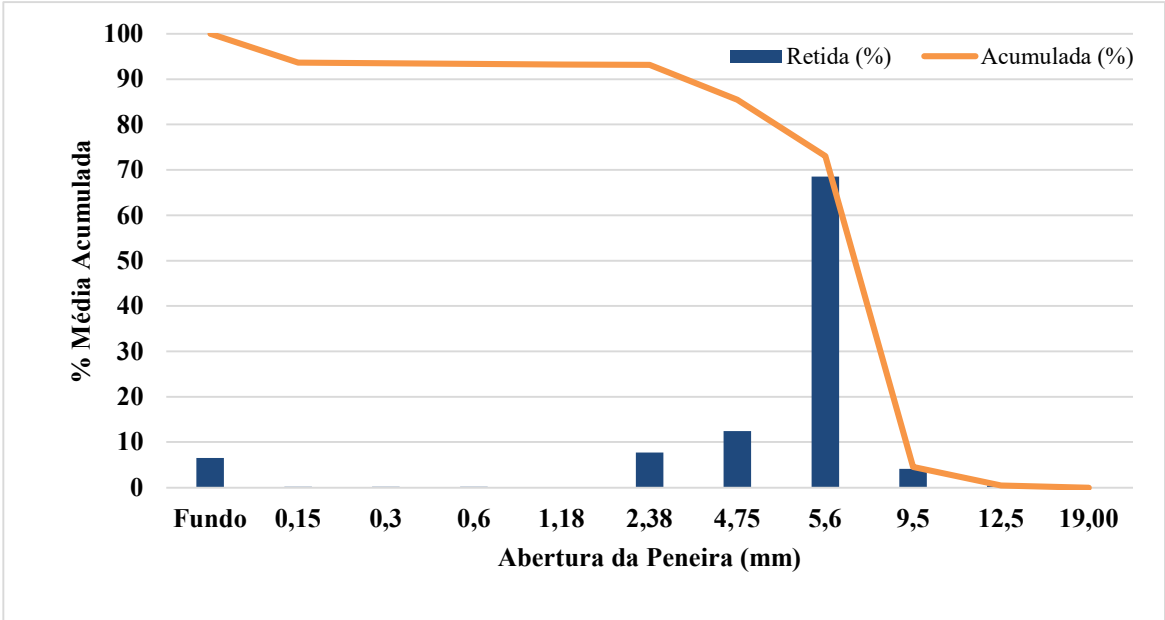
Peneiras #	Variação (%)	Média (%)	Média Acumulada (%)
6,30	0	0	0,00
4,75	0,05	0,20	0,20
2,36	0,13	0,61	0,80
1,18	0,03	2,89	3,69
600µm	0,26	11,76	15,45
300µm	0,47	51,53	66,98
150µm	0,29	30,83	97,82
Fundo	0,14	2,32	100

Fonte: Autor (2025)

Com relação ao agregado graúdo, utilizou-se a brita 0, dimensão máxima de 9,50mm, módulo de finura de 6,30 e massa específica de 2,93g/cm³, proveniente da região de Campo Mourão (PR). A curva granulométrica do agregado graúdo está representada na Figura 14, ao qual, foi determinada através da ABNT NM por meio dos dados obtidos pela média

(Tabela 5).

Figura 14 – Curva granulométrica do agregado graúdo



Fonte: Autor (2025)

Tabela 4 – Características do agregado graúdo

Dimensão máxima característica (mm)	9,5
Módulo de Finura	6,30
Massa Específica (g/m³)	2,93

Fonte: Autor (2025)

Tabela 5 – Valores médios das amostras do agregado graúdo

Peneiras #	Variação (%)	Média (%)	Média Acumulada (%)
19,00	0,00	0	0,00
12,5	0,53	0,41	0,41
9,5	0,98	4,08	4,50
5,6	0,14	68,55	73,04
4,75	0,69	12,41	85,45
2,38	1,31	7,68	93,14
1,18	0,02	0,11	93,25
600µm	0,10	0,15	93,40
300µm	0,09	0,14	93,54
150µm	0,09	0,13	93,67
Fundo	2,23	6,52	100,00

Fonte: Autor (2025)

Na Figura 15 indica-se a balança mecânica do Laboratório de Estruturas da UTFPR – CM e a dosagem dos materiais realizado para a etapa de concretagem.

Figura 15 - Dosagem dos materiais e balança mecânica do Laboratório da UTFPR -CM



Fonte: Autor (2025)

Com o objetivo dar trabalhabilidade aos concretos com fibra, utilizou-se o aditivo hiperplastificante ADVA CAST 516, classificado como Aditivo Redutor de água tipo 2 – RA2, segundo a ABNT NBR 11768 (2019). De acordo com informações do fabricante, a dosagem é feita até 1,2% em relação ao peso do cimento. O aditivo tem aspecto líquido, de cor amarela e densidade entre 1,085 a 1,125 g/cm³.

A fibra de aço empregada na pesquisa (Figura 16) foi adquirida junto a empresa Belgo Arames, modelo Dramix Solto 3D 45/35 BL, com ganchos nas duas extremidades, 35mm de comprimento, 0,75 mm de diâmetro, fator de forma de 45 e resistência a tração de 1225Mpa.

Figura 16 – Fibra de aço



Fonte: Autor (2025)

3.2 CONCRETOS E GRUPOS DE VIGAS

A Tabela 6 apresenta as características de cada grupo de viga estudado, diferenciando-se pela resistência do concreto, C30 e C40 e pelas diferentes taxas de fibra de aço: 0kg/m³, 80kg/m³, 100kg/m³ e 120kg/m³. Os grupos com taxas de fibras de 100 e 120kg/m³ foram idealizados para fins de verificação da tendência de melhoria no desempenho estrutural das vigas como constatado na pesquisa de Suk (2022) para taxas de até 80kg/m³.

Tabela 6 - Identificação dos Grupos

GRUPOS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL			
Grupo	Identificação	Classe do Concreto (MPa)	Volume de Fibras (kg/m³)
1.1	C30-0	30	0
1.2	C40-0		
2.1	C30-80	30	80
2.2	C30-100		100
2.3	C30-120		120
3.1	C40-80	40	80
3.2	C40-100		100
3.3	C40-120		120

Fonte: Autor (2025)

Na Tabela 7 apresenta-se a dimensão e a quantidade de cada corpo de prova moldado para seu respectivo ensaio, totalizando 28 corpos de prova por grupo, no total de 8 grupos, dessa forma, foram moldados e ensaiados 224 corpos de prova. A Figura 17 ilustra os corpos de prova e as vigas após a moldagem de um dos grupos.

Tabela 7- Quantidade de exemplares em cada grupo

PROGRAMA EXPERIMENTAL - GRUPO		
Ensaio	Dimensões (mm)	Quantidade de exemplares
Compressão Axial em corpos de prova cilíndricos	100x200	6
Compressão Diametral em corpos de prova cilíndricos	100x200	4
Tração à flexão	150x150x550	6
Duplo Puncionamento em corpo de prova cilíndrico	150x150	6
Vigas em ensaio de flexão em 3 pontos	80x130x750	6
TOTAL		28

Fonte: Autor (2025)

Figura 17 - Concretagem dos Corpos de Prova e Vigas



Fonte: Autor (2025)

Na pesquisa foram estudados o efeito dos concretos C30 e C40 no comportamento das vigas armadas com barras de aço longitudinais sem estribos. Para a obtenção das resistências desejadas, a dosagem dos materiais de cada concreto é indicada pelos traços da Tabela 8. Os traços têm referência a pesquisa de Suk (2022).

Tabela 8- Traços dos Concretos da pesquisa de Suk (2022)

TRAÇOS DO CONCRETO				
Resistência	Cimento	Areia	Brita 0	Água
30MPa	1	1,45	2,1	0,50
40MPa	1	1,44	2,0	0,39

Fonte: Suk (2022)

Através da definição dos traços, determinou-se a dosagem de aditivo hiperplastificante para cada grupo de forma que o *Slump Test* resultasse em $120\text{mm} \pm 20\text{mm}$, ensaio executado de acordo com a ABNT NBR NM67 (1998), assim pode-se realizar a moldagem dos corpos de prova utilizando das recomendações da ABNT NBR 5738 (2015), seguindo pela desforma, retificação e cura do concreto, onde permaneceram armazenados até a data dos ensaios.

3.3 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE CORPOS CILÍNDRICOS

Foram realizados ensaios de compressão axial em corpos de prova cilíndricos com dimensões de 100 x 200 mm conforme metodologia indicada pela ABNT NBR 5739 (2018) com 28 dias na máquina de ensaio modelo EMIC PCE100 do Laboratório de Estruturas da UTFPR de Campo Mourão – PR. Para cada grupo foram moldados 6 corpos de prova.

Figura 18 - Corpos de Prova Cilíndricos - Compressão Axial e Diametral



Fonte: Autor (2025)

Figura 19 - Execução de Ensaio de Compressão Axial de Corpo Cilíndrico



Fonte: Autor (2025)

3.4 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA DE CORPOS CILÍNDRICOS

Para o ensaio de resistência à tração indireta foram moldados 4 corpos de prova cilíndricos 100 x 200mm ensaiados na máquina EMIC PCE10 (Figura 20) cujo procedimentos foram realizados de acordo com a ABNT NBR 7222 (2011).

Neste ensaio, verificou-se que as fibras de aço inibem a formação e a propagação das fissuras na matriz de concreto, proporcionando o aumento da resistência à tração e a deformação em comparação com o concreto convencional, os resultados serão apresentados no próximo capítulo.

Figura 20 - Execução de Ensaio de Compressão Axial de Corpo Cilíndrico

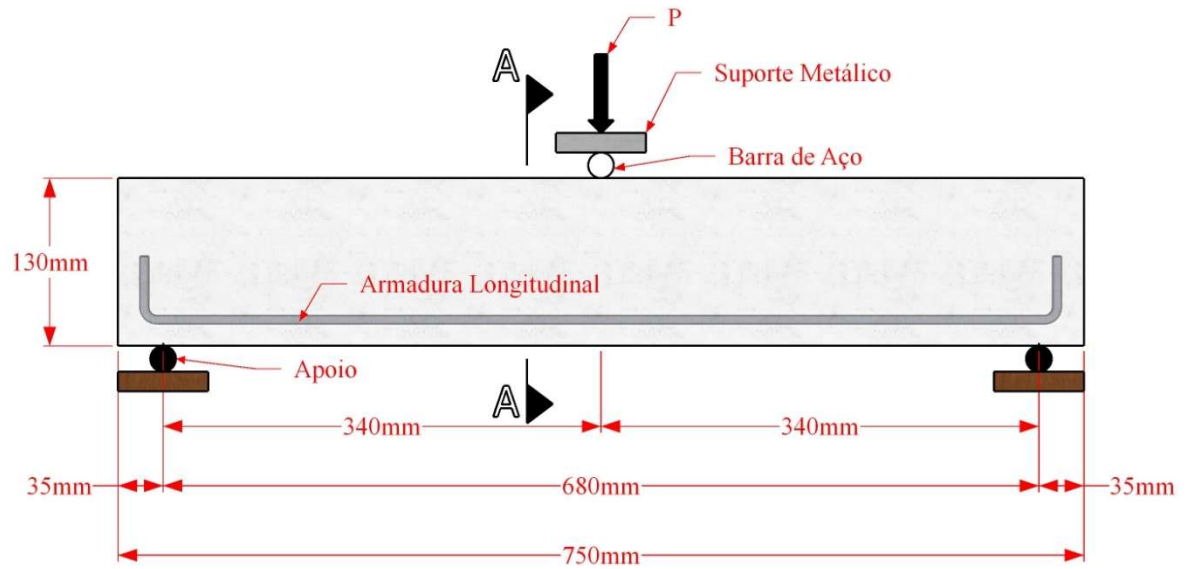


Fonte: Autor (2025)

3.5 ENSAIO DE FLEXÃO EM 3 PONTOS DAS VIGAS

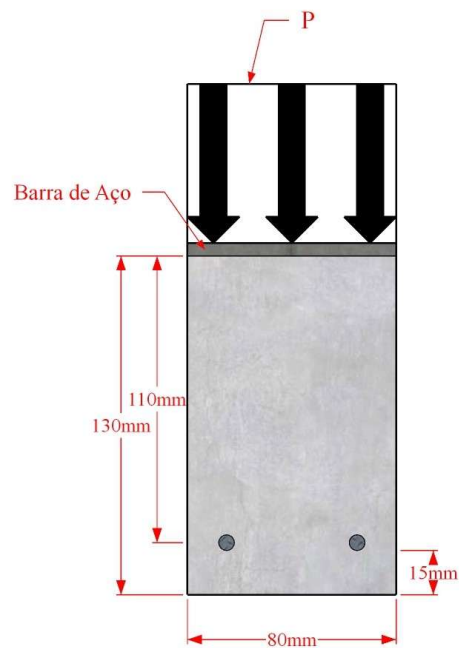
O esquema estático das vigas é apresentado na Figura 21, sendo comprimento de 750mm, vão livre de 680mm e vão de cisalhamento igual a 340mm. A seção transversal das vigas é de 80 de largura por 130mm de altura, com cobrimento de concreto de 15mm e altura útil (d) igual a 110mm. Todas as vigas foram dotadas de armadura composta por duas barras longitudinais de aço CA-50, 10mm de diâmetro e sem estribos. As vigas foram dimensionadas para ruína caracterizada exclusivamente por efeito de cisalhamento tomando-se como referência os grupos C30-0 e C40-0.

Figura 21 - Esquema estático do ensaio de flexão em viga



Fonte: Autor (2025)

Figura 22 - Seção transversal da viga



Fonte: Autor (2025)

As formas das vigas foram fabricadas com madeirite naval 3mm de espessura e utilizado desmoldante para facilitar a remoção das formas após a concretagem (Figura 23).

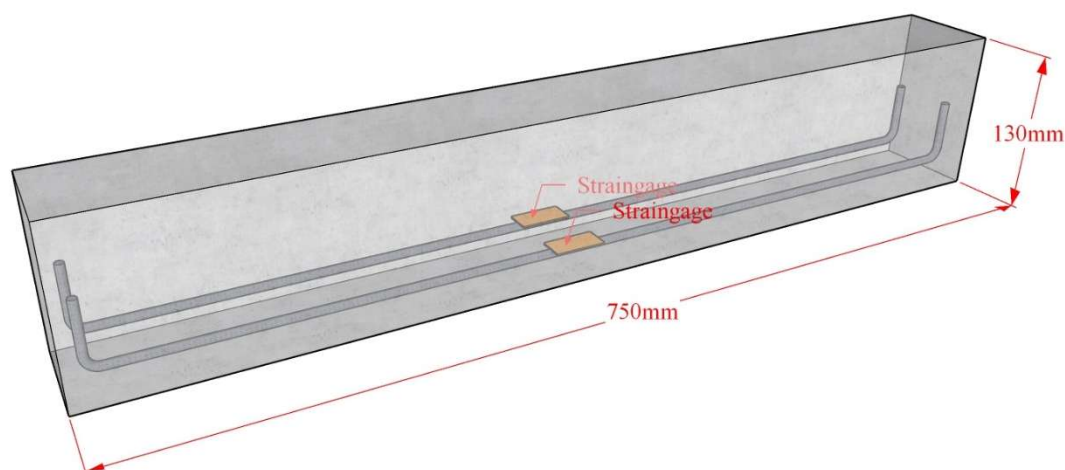
Figura 23 – Fabricação das formas das vigas



Fonte: Autor (2025)

Foram instalados *strain gauges* nas barras longitudinais para registro das deformações específicas. Os *strain gauge* foram instalados em duas vigas de cada grupo e na seção central da viga como mostrado nas Figuras 24 e 26. A Figura 25 indica o *strain gauge* (KFGS-6-120-C1-11 de 6mm de comprimento e 119,8 ohms da fabricante japonesa Kyowa), instalado na barra de aço.

Figura 24 - Locação dos *strain gauges*



Fonte: Autor (2025)

Figura 25 – Fixação do *strain gauge* na barra de aço



Fonte: Autor (2025)

Figura 26 – Detalhe da Locação das Barras de Aço com *strain gauges* nas Formas



Fonte: Autor (2025)

Para a instrumentação da viga (Figura 27) utilizou-se o transdutor do tipo LVDT posicionado na seção central da viga auxiliado pelo sistema YOKE, o ensaio foi conduzido através do controle do deslocamento do pistão, em primeiro momento manteve-se a taxa de 0,15mm/min até o instante da fissuração da viga e após isso, aumentou-se para 0,3mm/min até a ruína da viga.

Figura 27 – Ensaio de flexão da viga



Fonte: Autor (2025)

3.6 CARACTERIZAÇÃO DOS CRFA POR DUPLO PUNCIONAMENTO

O ensaio de duplo puncionamento foi realizado conforme a ABNT NBR 16939 (2021) com objetivo de determinar as resistências à fissuração e residuais à tração do concreto reforçado com fibras. Para tanto, moldou-se 6 corpos de prova cilíndricos com dimensões iguais em altura e diâmetro de 150mm para cada grupo.

Após a desmoldagem, os corpos de prova passaram pela retifica e a configuração do ensaio é demonstrada na Figura 28, ao qual, aplica-se carga na face superior e inferior do testemunho, por meio de um disco de diâmetro igual a 1/4 do diâmetro do corpo de prova e altura igual a 1/5 da altura do corpo de prova, desta forma, os discos possuem 37,5mm de diâmetro e 30mm de altura.

Figura 28 – Ensaio de duplo puncionamento



Fonte: Autor (2025)

Os discos são posicionados no centro de cada face e o carregamento foi feito com velocidade de deslocamento vertical de $0,50 \pm 0,05$ mm/min, finalizou-se o ensaio ao ser atingido no mínimo 5,50 mm de deslocamento vertical, 4mm após atingir a carga de fissuração.

Ao obter os dados do ensaio, calculou-se a resistência à tração por duplo puncionamento através da Equação 3.1 (ABNT NBR 16939 (2021)) e as resistências

residuais por meio da Equação 3.2 (ABNT NBR 16939 (2021)), estas resistências são calculadas com relação ao deslocamento vertical, portanto, considera-se a carga no deslocamento de 0,5mm, 1,5mm, 2,5mm e 3,5mm, conforme demonstra o diagrama da Figura 29.

$$f_t = \frac{4 \times P_f}{9 \times \pi \times a \times H} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

Onde:

f_t : é a resistência à tração por duplo puncionamento (fissuração), expressa em Mpa;

P_f : é a carga que produz a fissuração, expressa em N;

a : é a diâmetro do disco de aplicação de carga, expressa em mm;

H : é a altura do corpo de prova, expressa em mm;

$$f_{R,\delta p} = \frac{4 \times P_{\delta p}}{9 \times \pi \times a \times H} \quad (\text{Eq. 3.2})$$

Onde:

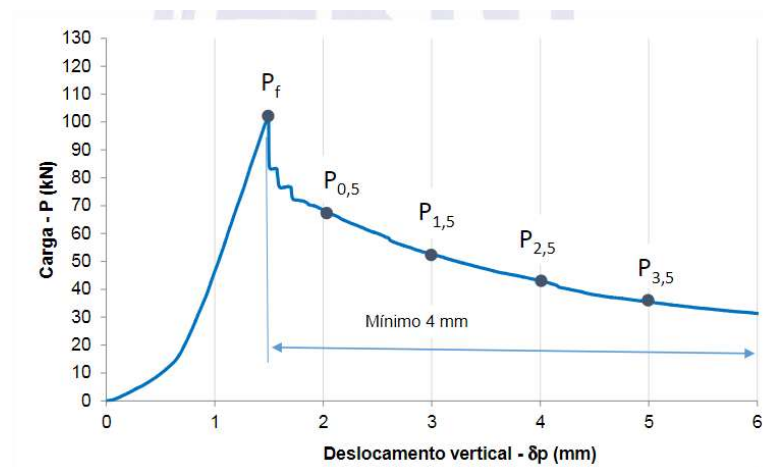
$f_{R,\delta p}$: é a resistência residual correspondente a um deslocamento vertical δ_p , expressa em Mpa;

$P_{\delta p}$: é a carga residual correspondente a um deslocamento vertical δ_p , expressa em N;

a : é a diâmetro do disco de aplicação de carga, expressa em mm;

H : é a altura do corpo de prova, expressa em mm;

Figura 29 - Diagrama de carga versus deslocamento vertical, identificando os pontos de carga para obtenção dos parâmetros



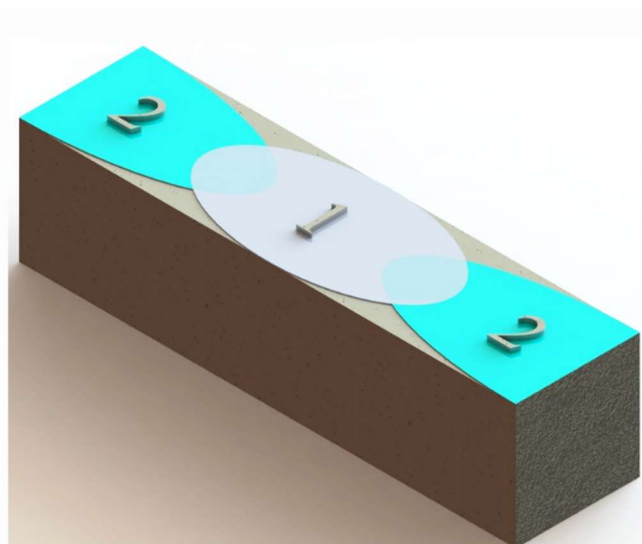
Fonte: ABNT NBR 16939 (2021)

3.7 CARACTERIZAÇÃO DOS CRFA À TRAÇÃO POR FLEXÃO

A caracterização do comportamento à tração na flexão dos concretos reforçados com fibras de aço (CRFA) foi realizado segundo a ABNT NBR 16940 (2021) com vista a determinação das resistências residuais. Os corpos de prova são prismáticos com seção transversal de 150 x 150 mm e comprimento de 550mm.

A concretagem dos corpos de prova foi feita conforme indica a Figura 30 em que o tamanho do incremento 1 dever ser duas vezes o tamanho do incremento 2, o adensamento será feito somente por vibrações externas como mesa vibratória ou vibrador de parede e a cura de 28 dias.

Figura 30 - Procedimento para enchimento do molde



Fonte: ABNT NBR 16940 (2021)

O entalhe dos corpos de prova foi feito no dia anterior ao ensaio, mediu-se a distância entre o topo do corpo de prova até o topo do entalhe, a média obtida foi de 126mm e espessura de 5mm (Figura 31 e 32), corroborando ao que determina a norma do referido ensaio.

Figura 31 - Ensaio de tração à flexão



Fonte: Autor (2025)

Figura 32 – Corpo de Prova Prismático com Entalhe



Fonte: Autor (2025)

Neste ensaio é possível obter os resultados através do controle da abertura do entalhe ou por meio do deslocamento vertical do corpo de prova. Para este programa experimental será utilizado a segunda opção, em que são obtidos os valores por meio do transdutor de deslocamento LVDT em conjunto com o sistema de YOKE, auxiliado ainda por uma placa fina fixada em uma das extremidades do entalhe na parte tracionada da peça.

Através dos dados obtidos, foi possível expressar graficamente a relação força x deslocamento vertical do CRFA, onde a fissura é direcionada do topo do entalhe em direção ao topo do corpo de prova e verificar a característica da ductilidade do compósito.

Com as curvas médias de cada grupo, utilizou-se da Equação 3.3 para transformar os valores de deslocamento vertical em CMOD (abertura do entalhe) e através da Equação 3.4

e 3.5, obteve-se os valores do limite de proporcionalidade e resistências residuais para cada intervalo de CMOD, sendo $CMOD = CMOD_i$ ($i = 1, 2, 3, 4$ correspondem a 0,5, 1,5, 2,5 e 3,5mm, respectivamente).

$$\delta = 0,85 \times CMOD + 0,04 \quad (\text{Equação. 3.3})$$

Onde:

δ : é o deslocamento vertical, expresso em milímetros (mm);

$CMOD$: medida da abertura do entalhe (mm);

$$f_L = \frac{3 \times F_L \times l}{2 \times b \times h_{sp}^2} \quad (\text{Equação. 3.4})$$

Onde:

f_L : é o LOP, expresso em newtons por milímetro quadrado (N/mm²);

F_L : é a carga correspondente ao LOP, expressa em newtons (N);

l : é o comprimento do vão, expresso em milímetros (mm);

b : é a largura do corpo de prova, expressa em milímetros (mm);

h_{sp} : é a distância entre o topo do entalhe e o topo do corpo de prova, expressa em milímetros (mm).

$$f_{R,i} = \frac{3 \times F_i \times l}{2 \times b \times h_{sp}^2} \quad (\text{Equação 3.5})$$

Onde:

$f_{R,i}$: é a resistência residual à tração na flexão correspondente ao CMOD (N/mm²);

F_i : é a carga correspondente ao CMOD, expressa em newtons (N);

l : é o comprimento do vão, expresso em milímetros (mm);

b : é a largura do corpo de prova, expressa em milímetros (mm);

h_{sp} : é a distância entre o topo do entalhe e o topo do corpo de prova, expressa em milímetros (mm).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo apresentam-se os resultados e as análises obtidos do programa experimental proposto e desenvolvido nesta pesquisa.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS CONCRETOS NO ESTADO FRESCO

Os valores indicados na Tabela 9 apresentam os resultados obtidos do ensaio de *Slump Test* realizado conforme a ABNT NBR NM 67 (1996) com vistas à determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone nos concretos de todos os grupos estudados. Ao manter a relação água/cimento dos traços determinados anteriormente, é notória a redução da trabalhabilidade da mistura com a adição das fibras quando se compara o valor do *Slump* dos grupos sem fibra (C30-0 e C40-0) com os grupos (C30-80 e C40-80) contendo 80kg/m³ de fibras. Nos grupos contendo fibras em quantidade de 100kg/m³ e 120kg/m³, independente da classe de resistência, fez-se necessário adicionar aditivo (hiperplastificante) para a recuperação da mobilidade da mistura em valor de *Slump* semelhante ao grupo de referência. Não se constatou redução de trabalhabilidade da mistura entre os grupos 100kg/m³ e 120kg/m³ de fibras, sendo, portanto, empregada praticamente a mesma taxa de aditivo.

Tabela 9 – Valores de *Slump* para os grupos de concreto

Grupo	CRF	Slump (mm)	Dosagem Aditivo (%)	Aditivo (g)
1.1	C30-0	130	0	0
1.2	C40-0	120	0	0
2.1	C30-80	100	0	0
2.2	C30-100	120	0,05	40
2.3	C30-120	120	0,06	45
3.1	C40-80	90	0	0
3.2	C40-100	110	0,13	110
3.3	C40-120	110	0,14	120

Fonte: Autor (2025)

4.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CONCRETOS

Os valores indicados na Tabela 10 representam a resistência à compressão média do concreto (f_{cm}) de cada grupo obtida a partir do ensaio de 6 corpos de prova cilíndricos de 100mm de diâmetro e 200mm, assim como o desvio padrão (S_d) e coeficiente de variação (C_v) dos resultados. Os ensaios dos corpos de prova foram realizados na data dos ensaios das vigas, todos com idade de 28 dias.

Tabela 10 - Resistência à compressão dos concretos

Grupo	CRF	f_{cm} (MPa)	S_d	Cv (%)	CRF/CS
1.1	C30-0	31,97	2,62	8,19	1,00
1.2	C40-0	39,75	1,30	3,26	1,00
2.1	C30-80	33,81	0,64	1,90	1,06
2.2	C30-100	30,37	1,33	4,36	0,95
2.3	C30-120	34,57	1,22	3,52	1,08
3.1	C40-80	38,80	0,65	1,68	0,98
3.2	C40-100	40,30	2,28	5,65	1,01
3.3	C40-120	39,19	1,78	4,54	0,99

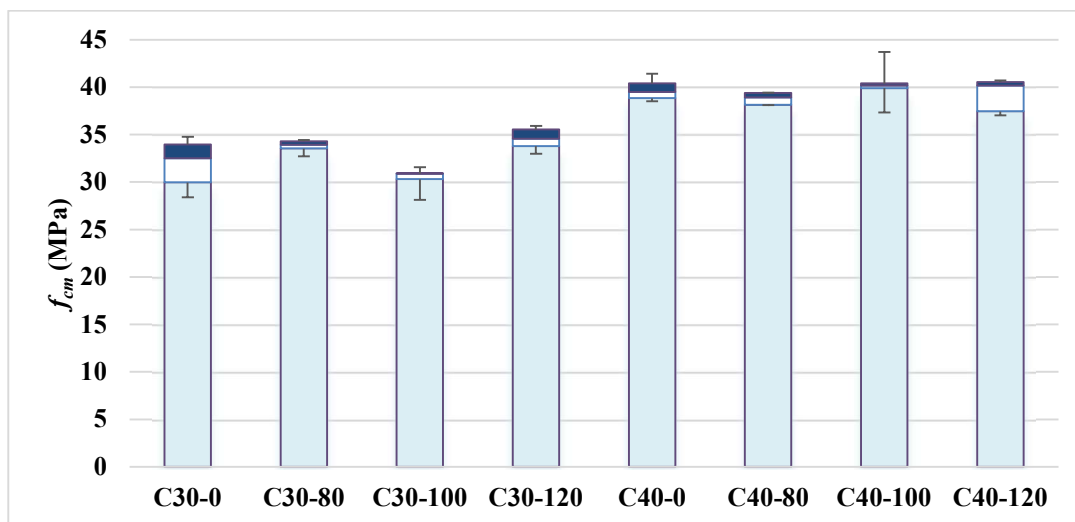
Fonte: Autor (2025)

Os resultados obtidos evidenciam que ocorreu alteração não significativa da resistência à compressão com o acréscimo e o aumento quantidade de fibras no concreto. A maior variação ocorreu no C30-120, onde verificou aumento de 6% na resistência em relação ao grupo de referência (sem fibra – concreto simples CS). No caso dos grupos C30-100, C40-80 e C40-120 ocorreu diminuição da resistência, também pouco significativa, com máximo de 5%. Os resultados obtidos estão de acordo com as referências normativas ACI 544-1R-96 (2009) e da ABNT NBR 16935 (2021), onde consta que a adição de fibras na matriz de concreto pouco influencia no valor da resistência a compressão.

Pelo cálculo do desvio padrão, verificou-se para todos os grupos, valor inferior a 4MPa, indicando que o processo de moldagem dos corpos de prova deu-se de forma uniforme, não havendo grande variabilidade, enquadrando-se no Caso A de controle rigoroso no preparo do concreto de acordo com o estabelecido pela NBR ABNT 12655:2015. Assim como os baixos percentuais obtidos de coeficiente de variação também apontam para a padronização na execução dos concretos.

A Figura 33 evidencia os valores máximos, mínimos, a variância e o desvio padrão das resistências à compressão obtidos em cada grupo.

Figura 33 – Resistência à compressão dos concretos



Fonte: Autor (2025)

4.3 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

De semelhante forma, apresenta-se por meio da Tabela 15 os valores médios obtidos pelo ensaio de compressão diametral ($f_{ctm,cd}$) de 4 corpos de prova cilíndricos de dimensão 100mm de diâmetro e 200mm de altura de cada grupo com idade de 28 dias e os valores de desvio padrão (S_d), coeficiente de variação (C_v) e relação entre a resistência dos grupos com CRF e sem fibra, concreto simples (CS).

Tabela 15 - Resistência à tração por compressão diametral

Grupo	CRF	$f_{ctm,cd}$ (MPa)	S_d	C_v (%)	CRF/CS
1.1	C30-0	3,37	0,42	12,60	1,00
1.2	C40-0	3,42	0,17	5,87	1,00
2.1	C30-80	4,71	0,21	4,36	1,40
2.2	C30-100	4,36	0,21	4,72	1,30
2.3	C30-120	5,27	0,24	4,59	1,57
3.1	C40-80	5,15	0,78	15,11	1,80
3.2	C40-100	5,50	0,47	8,47	1,92
3.3	C40-120	5,73	0,48	8,39	2,00

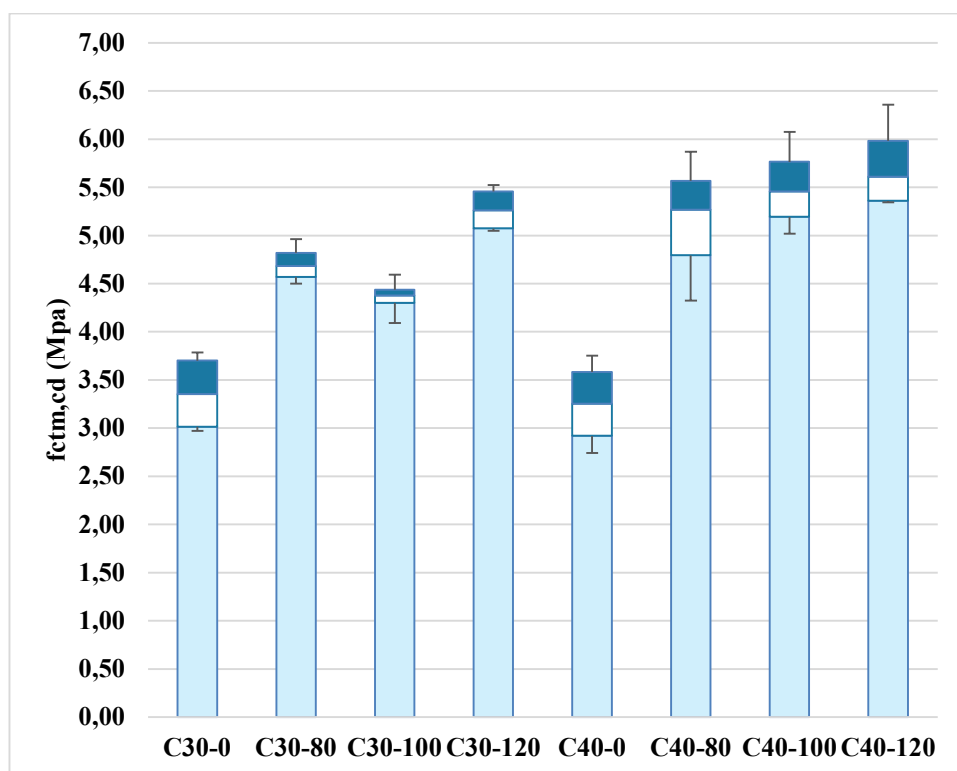
Fonte: Autor (2025)

É evidente o ganho de resistência à tração por meio da compressão diametral ($f_{ctm,cd}$) de todos os grupos com fibra de aço incorporado no concreto em relação ao primeiro grupo sem a presença da fibra, tanto para concreto C30 quanto para o C40, além do comportamento dúctil, caracterizado pelo aumento da deformação e diminuição gradativa da força após atingir a força de ruptura do concreto.

Ao comparar o aumento da resistência nos grupos com fibra do concreto C30 e C40, verifica-se que o percentual de acréscimo do grupo C40 foi notoriamente maior, sendo de 80%, 92% e até 100% a mais de tensão de pico, enquanto isso, no grupo do concreto C30, o valor máximo de ganho foi de 57%.

A Figura 34 apresenta a variância dos dados obtidos dos corpos de prova de cada grupo, assim como os valores de máximos e mínimos com relação a média, é possível também visualizar de forma clara o ganho de resistência dos grupos com fibra em relação ao concreto simples.

Figura 34 – Resistência à tração por compressão diametral



Fonte: Autor (2025)

4.4 RESISTÊNCIA À FISSURAÇÃO E RESIDUAIS À TRAÇÃO POR ENSAIO DE DUPLO PUNCIONAMENTO (EDP)

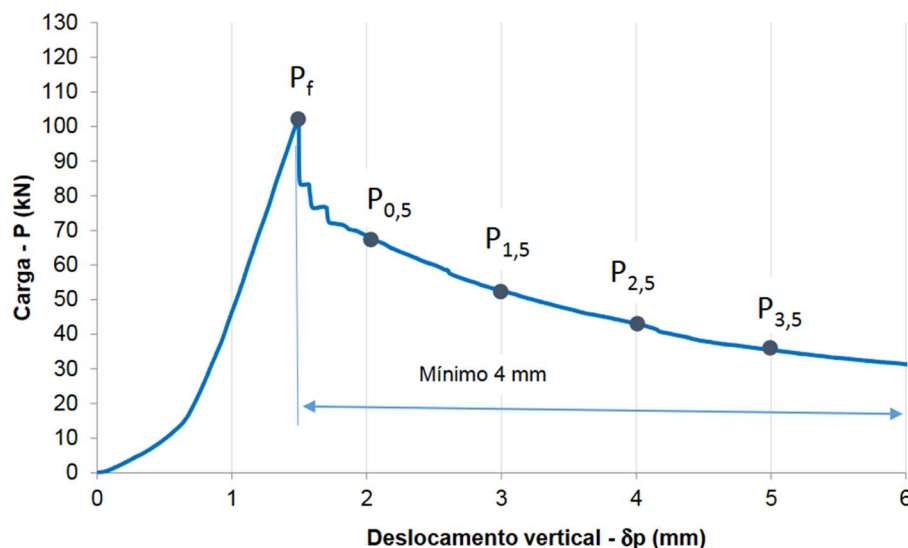
A Figura 35 da ABNT NBR 16939 (2021) indica o comportamento típico do CRF submetido ao Ensaio de Duplo Puncionamento (EDP). A partir da carga de fissuração (P_f), determina-se a resistência à tração por duplo puncionamento (f_t) conforme Equação 4.1, sendo “ $a = 37,5\text{mm}$ ” o diâmetro do disco de aplicação da carga e “ $H = 150\text{mm}$ ”, a altura do corpo de prova.

$$f_t = \frac{4 \times P_f}{9 \times \pi \times a \times H} \quad (\text{Equação 4.1})$$

O cálculo das resistências residuais ($f_{R,\delta p}$) para diferentes níveis de deslocamento vertical (δ_p), contados a partir da carga de fissuração (P_f) é feito conforme Equação 4.2.

$$f_{R,\delta p} = \frac{4 \times P_{\delta p}}{9 \times \pi \times a \times H} \quad (\text{Equação 4.2})$$

Figura 35 - Diagrama de carga versus deslocamento vertical, identificando os pontos de carga para obtenção dos parâmetros

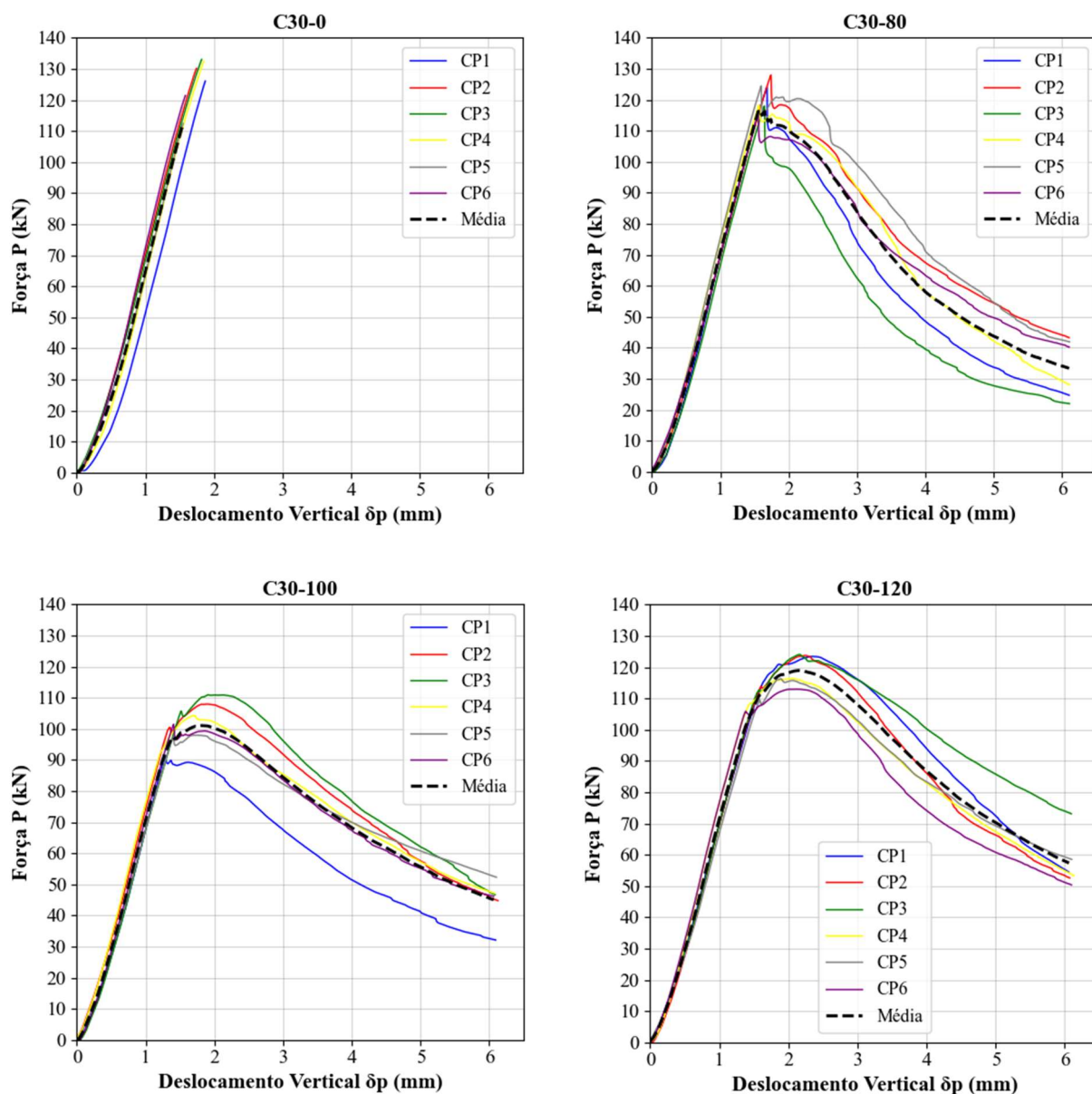


Fonte: ABNT NBR 16939 (2021)

Para cada grupo de concreto foram ensaiados 6 corpos de prova, os respectivos diagramas de força (P) *versus* deslocamento vertical do pistão da máquina de ensaio (δ_p) para

os concretos de resistência 30MPa estão presentes na Figura 36, sendo que em cada um dos diagramas está representada a curva média de cada grupo.

Figura 36 - Curva $P-\delta_p$ dos grupos C30

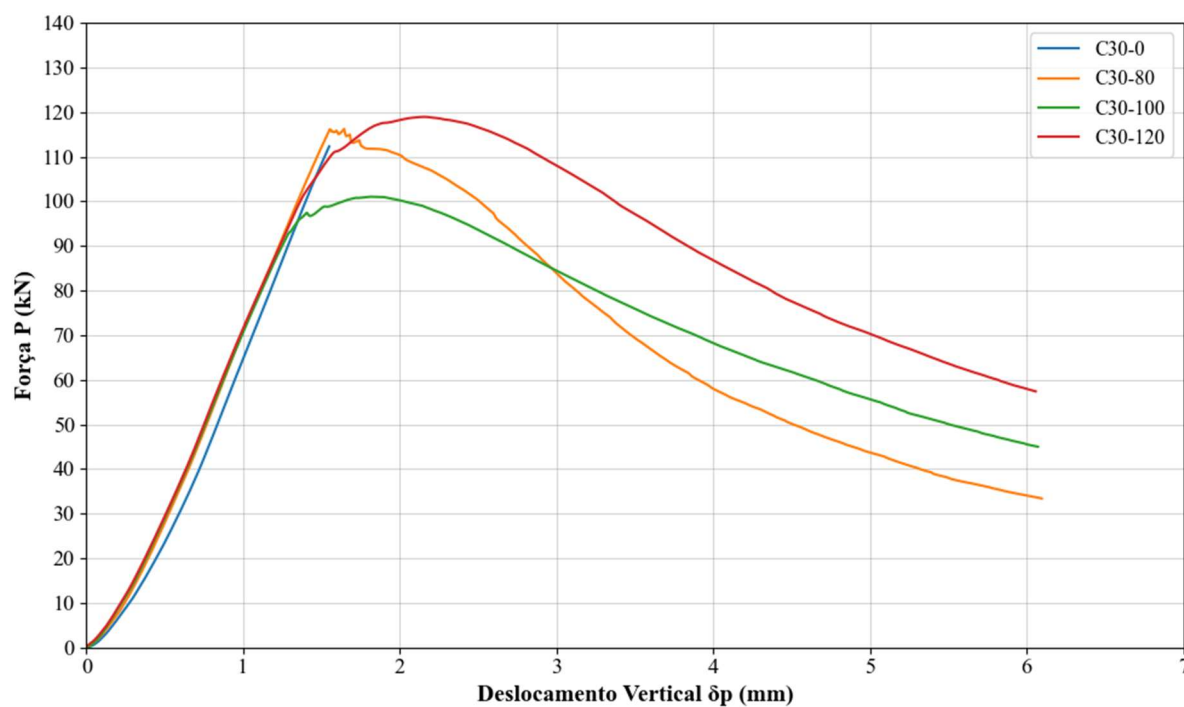


Fonte: Autor (2025)

Na Figura 37 são comparadas as curvas médias para os concretos 30MPa. Fica caracterizado o comportamento inicial elástico linear com ausência de modificação da rigidez entre os concretos com fibras e sem fibra. Após a fissuração, ocorre perda de resistência imediata para o concreto C30-0 com ausência de capacidade de carga pós-fissuração. Para os concretos C30-100 e C30-120 ocorre o aumento de força após a fissuração e comportamento

residual após a força de pico. Para o concreto C30-80, observou-se resposta diferenciada dos demais, caracterizada por força de pico igual a força de fissuração seguida de comportamento residual decrescente.

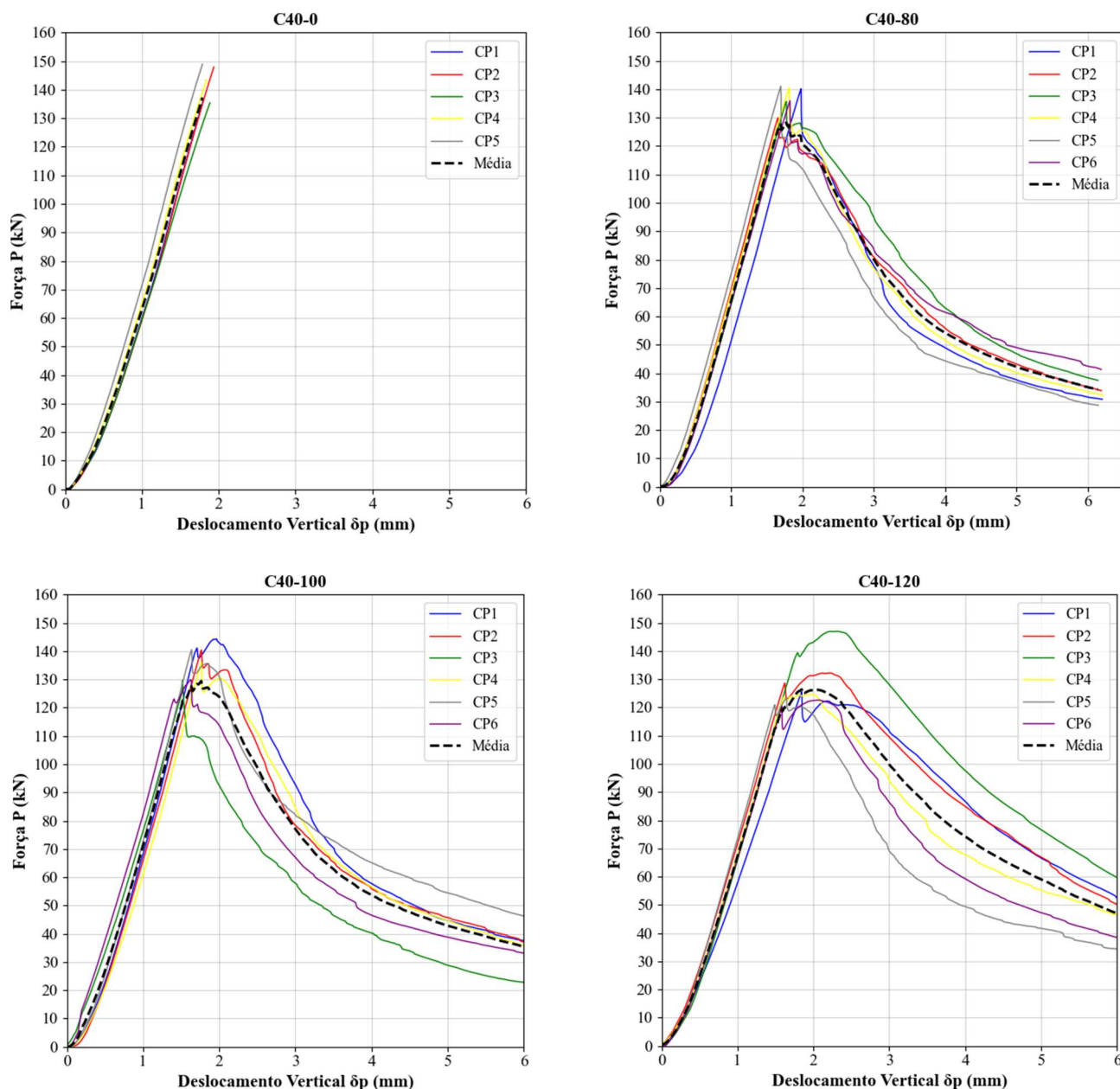
Figura 37 - Curvas médias $P-\delta_p$ dos grupos estudados C30



Fonte: Autor (2025)

Na Figura 38, apresenta-se as curvas referentes aos grupos de resistência 40MPa e respectiva curva média. Assim como na série de resistência 30MPa, realizou-se o ensaio em 6 corpos de prova de cada grupo. É possível notar a uniformidade no comportamento das curvas em cada grupo, conferindo ao grupo representatividade nos resultados.

Figura 38 - Curva $P-\delta_p$ dos grupos C40

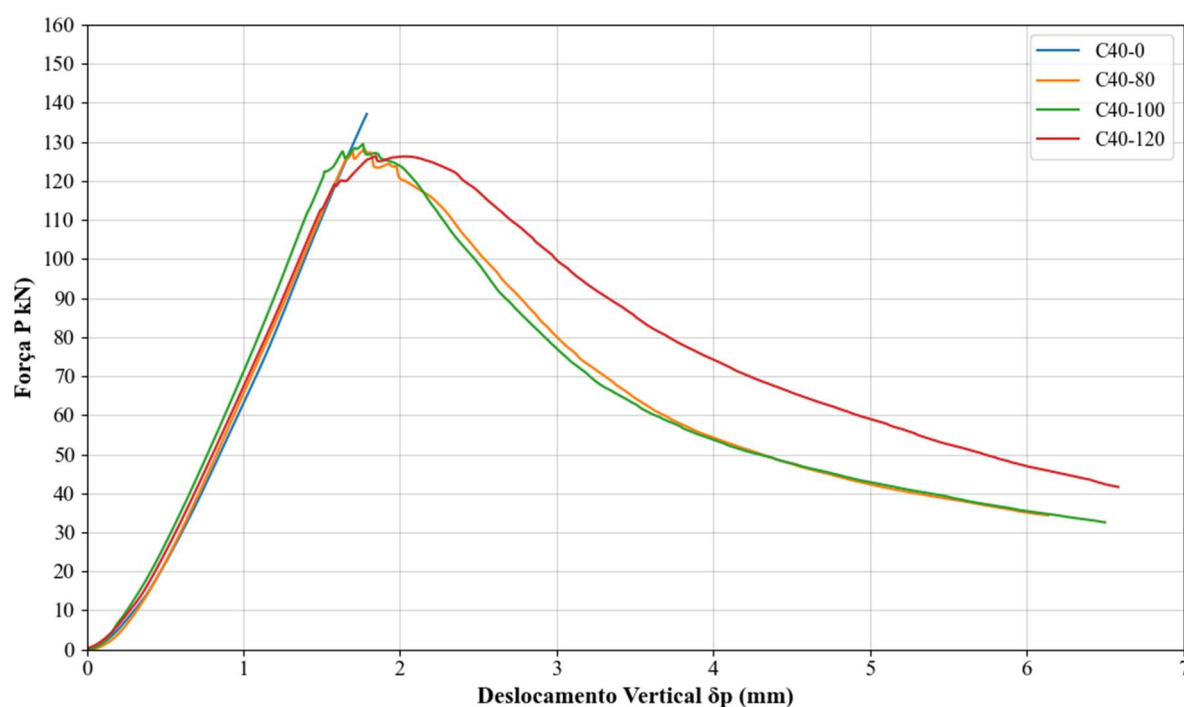


Fonte: Autor (2025)

Na Figura 39 são comparadas as curvas médias para os concretos 40MPa. De forma semelhante ao grupo C30, fica caracterizado o comportamento inicial elástico linear com ausência de modificação da rigidez entre os concretos com fibras e sem fibra. Novamente o concreto C40-0 não possui comportamento pós fissuração, pela característica frágil do concreto simples, porém ao comparar com os demais grupos, nota-se que no concreto sem fibra a força de pico é maior. Outro comportamento que é possível verificar é a grande semelhança entre as curvas médias do grupo com dosagem de 80kg/m³ e 100kg/m³,

evidencia-se que o aumento de fibra não alterou significativamente o concreto, situação já diferenciada no concreto C40-120, em que as resistências residuais são maiores se comparadas aos grupos anteriores.

Figura 39 - Curvas médias $P-\delta_p$ dos grupos estudados C40



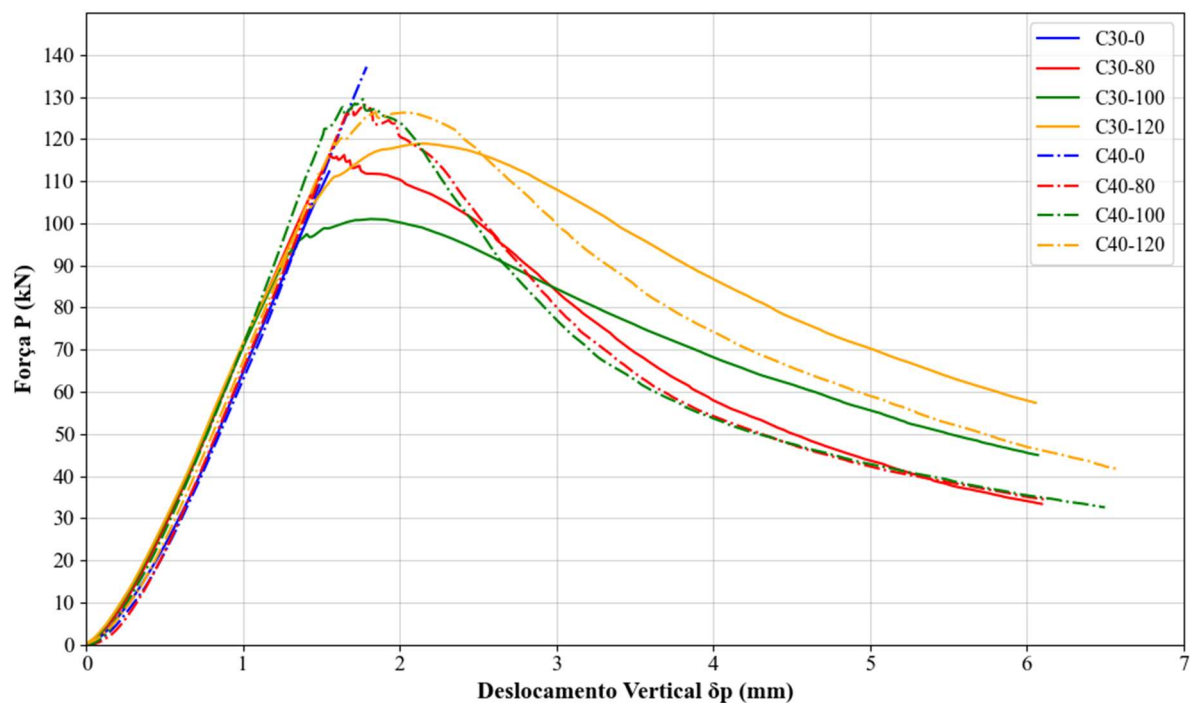
Fonte: Autor (2025)

Na Figura 40 são comparadas as curvas médias representativas do comportamento de todos os grupos de concreto estudados. Nota-se que em ambas as resistências, ao acrescentar fibra na matriz de concreto, a carga máxima de fissuração diminui. Nos grupos C30, conforme aumentou-se a quantidade de fibra de 80kg/m³ para 100/m³, a carga de fissuração torna a crescer, porém ao aumentar a quantidade de fibra pra 120kg/m³, decresce novamente. No grupo C40, o decréscimo da carga de fissuração acompanhou o aumento da quantidade de fibra.

Verifica-se ainda que ao aumentar a resistência do concreto, aumenta-se a força de pico, assim como as resistências residuais pós fissuração. Outro comportamento evidenciado ao comparar-se os grupos de resistência C30 e C40, em ambos os casos as curvas médias de dosagem 80kg/m³ e 100kg/m³ obtiveram curvas semelhantes e comparando-se a dosagem de 120kg/m³ já houve diferenciação na curva média principalmente nas resistências residuais, obtendo maiores valores no momento pós fissuração.

Ao analisar o comportamento mecânico pós fissuração, é possível determinar também que na dosagem de 80kg/m^3 do concreto C30 caracteriza-se por ser do tipo *softening*, onde ocorre a redução gradual das forças após fissuração, em contraponto, nas taxas de 100kg/m^3 e 120kg/m^3 , o comportamento torna-se do tipo *hardening*, aumento inicial dos valores de força, situação que se apresenta em ambas as resistências de concreto. Contudo, para os grupos C40, todos os CRFA possuem o comportamento *hardening*. Portanto, conforme aumenta-se a quantidade de fibras no concreto e a resistência, o comportamento tende a alterar de *softening* para *hardening*.

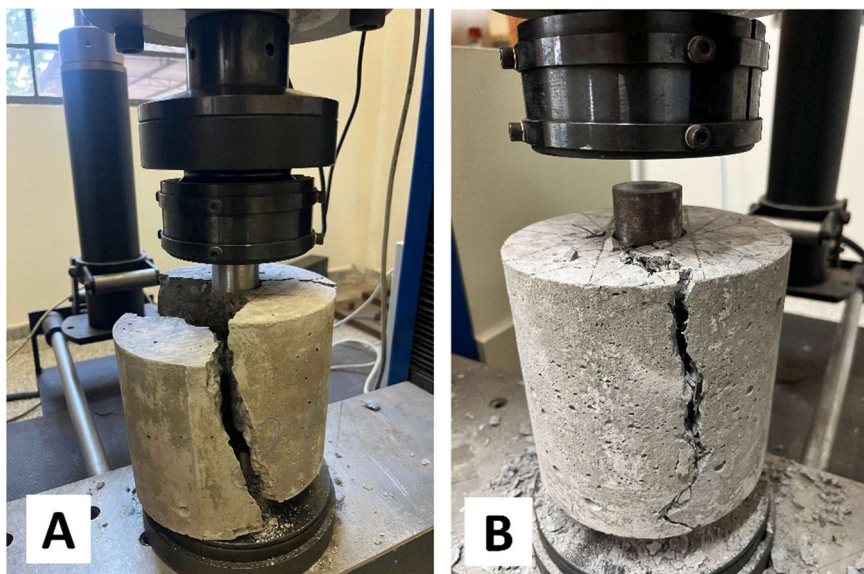
Figura 40 - Curvas médias $P-\delta_p$ dos grupos C30 e C40



Fonte: Autor (2025)

Na Figura 41 compara-se o modo de ruína do corpo de prova do concreto de sem fibra (A) com o CRF (B). As fibras impedem a ruptura do corpo de prova, diferentemente da fragmentação que ocorre no concreto simples, onde o avanço da fissuração não é impedido e ocorre seccionamento do corpo de prova. O reflexo desse comportamento é notado na fase pós-pico dos diagramas dos CRFs em que fica evidenciada uma resposta do material após a ruptura da matriz.

Figura 41 - Aspecto final do ensaio de duplo puncionamento



Fonte: Autor (2025)

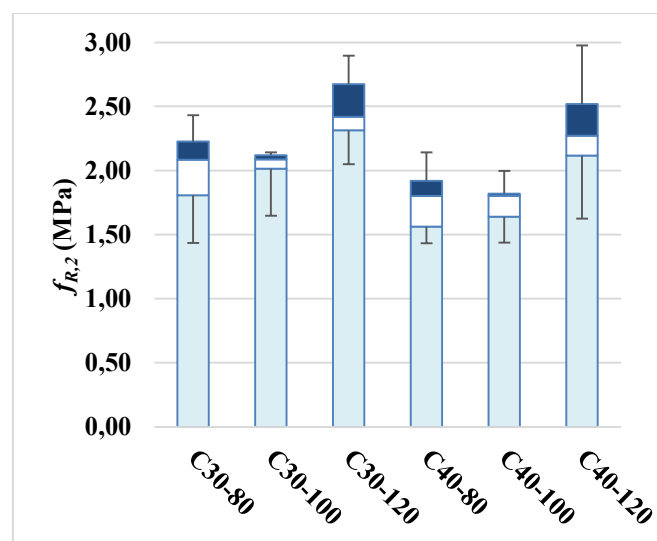
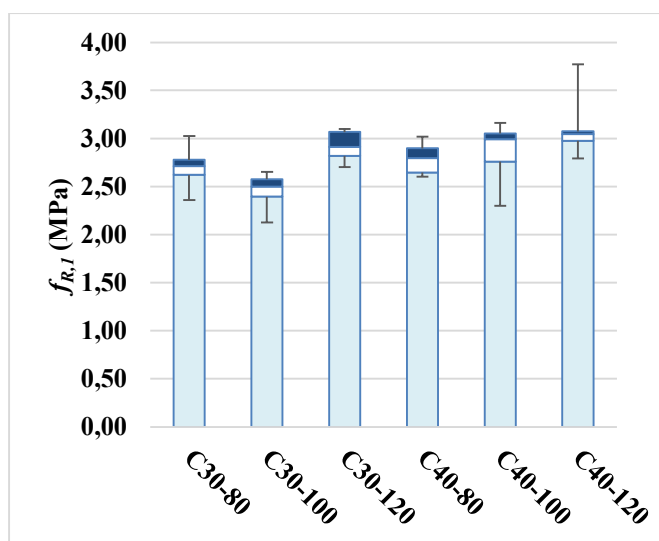
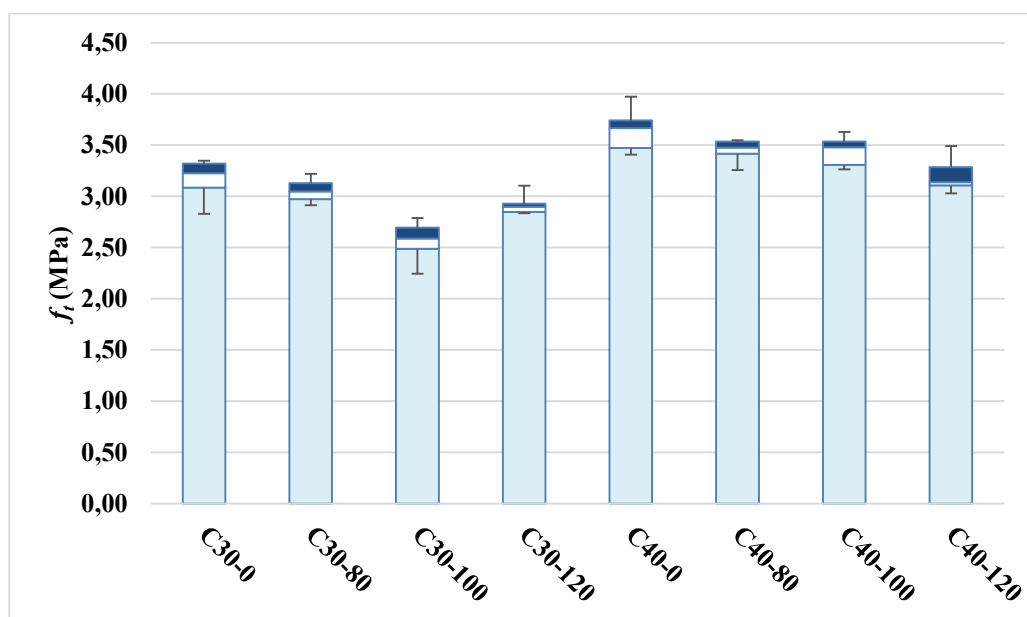
A Tabela 11 e Figura 42 apresentam os resultados calculados para a carga máxima de fissuração (P_f), resistência à tração (fissuração) por duplo puncionamento (f_t) e resistências residuais ($f_{R,\delta p}$) de cada grupo, além da apresentação dos respectivos índices de desvio padrão e coeficiente de variação de cada variável. Assim como é determinado pela ABNT NBR 16938 (2021) os dados obtidos das resistências médias estão aptos para serem utilizados uma vez que não ultrapassam o valor de 25% de coeficiente de variação em cada série.

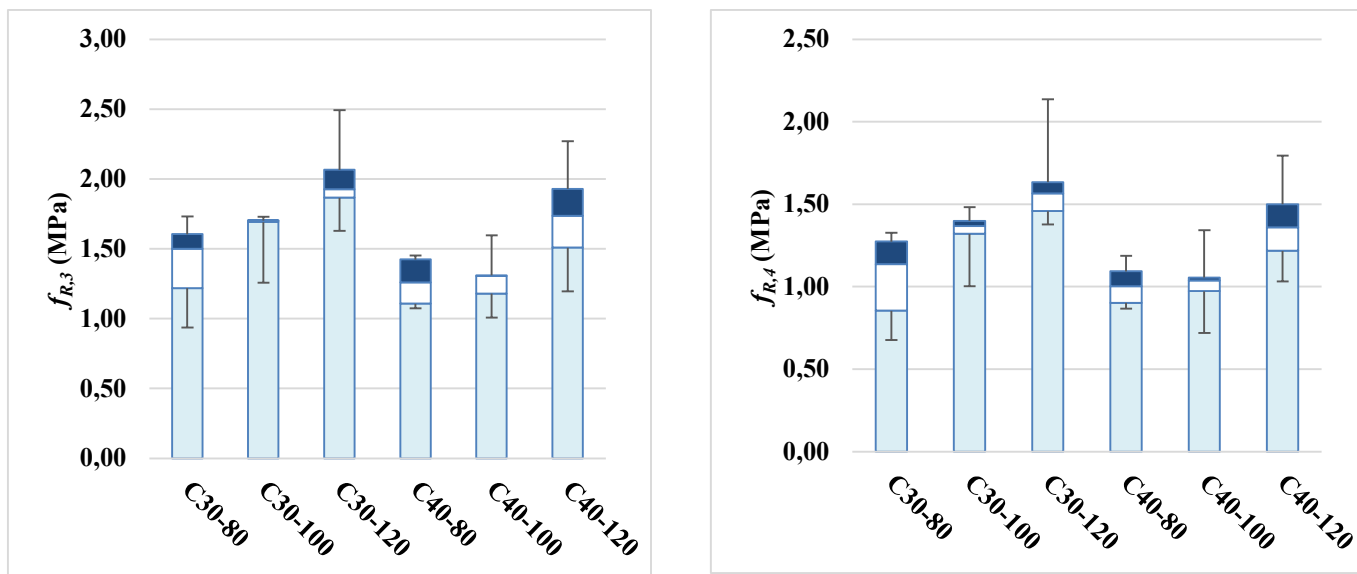
Tabela 11 – P_f (kN), f_t (MPa), $f_{R,\delta p}$ (MPa), S_d e C_v dos grupos estudados

Grupo	CRF	P_f	f_t	$P_{0,5}$ $f_{R,1}$	$P_{1,5}$ $f_{R,2}$	$P_{2,5}$ $f_{R,3}$	$P_{3,5}$ $f_{R,4}$
1.1	C30-0	125,92	3,17 Sd 0,20 Cv (%) 6,29	0,00	0,00	0,00	0,00
1.2	C45-0	144,98	3,65 Sd 0,22 Cv (%) 5,90	0,00	0,00	0,00	0,00
2.1	C30-80	121,39	3,05 Sd 0,12 Cv (%) 3,87	2,70 Sd 0,22 Cv (%) 8,14	2,00 Sd 0,36 Cv (%) 18,15	1,41 Sd 0,30 Cv (%) 21,68	1,06 Sd 0,27 Cv (%) 24,72
2.2	C30-100	101,94	2,57 Sd 0,19 Cv (%) 7,57	2,46 Sd 0,19 Cv (%) 7,74	2,01 Sd 0,19 Cv (%) 9,25	1,63 Sd 0,18 Cv (%) 11,21	1,32 Sd 0,17 Cv (%) 12,62
2.3	C30-120	115,93	2,92 Sd 0,10 Cv (%) 3,44	2,92 Sd 0,16 Cv (%) 5,53	2,47 Sd 0,31 Cv (%) 12,46	1,99 Sd 0,09 Cv (%) 4,28	1,62 Sd 0,27 Cv (%) 16,77
3.1	C45-80	137,14	3,45 Sd 0,11 Cv (%) 3,24	3,45 Sd 0,11 Cv (%) 3,24	1,77 Sd 0,27 Cv (%) 15,19	1,26 Sd 0,17 Cv (%) 13,80	1,01 Sd 0,13 Cv (%) 12,69
3.2	C45-100	136,79	3,44 Sd 0,15 Cv (%) 4,39	2,87 Sd 0,32 Cv (%) 11,14	1,74 Sd 0,20 Cv (%) 11,33	1,28 Sd 0,20 Cv (%) 15,53	1,03 Sd 0,20 Cv (%) 19,52
3.3	C45-120	127,33	3,20 Sd 0,17 Cv (%) 5,39	3,12 Sd 0,34 Cv (%) 10,86	2,30 Sd 0,46 Cv (%) 20,00	1,73 Sd 0,38 Cv (%) 21,97	1,38 Sd 0,27 Cv (%) 19,65

Fonte: Autor (2025)

Figura 42 - f_t e $f_{R,\delta p}$ dos grupos estudados





Fonte: Autor (2025)

4.5 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO

Neste item apresentam-se os resultados do limite de proporcionalidade e resistências residuais do ensaio de tração na flexão em CRF a partir do ensaio de 6 corpos de prova de cada grupo, com dimensões de 150mm x 150mm x 550mm, com entalhe central do tipo reto na região inferior de cada peça.

O limite de proporcionalidade (f_L) é calculado pela Equação 4.3 com “ F_L ” dado pela carga máxima no intervalo de 0 a 0,05mm do CMOD e de 0,04mm a 0,082mm do deslocamento vertical (δ) conforme equivalência dada pela Equação 4.4.

$$\delta = 0,85 \times CMOD + 0,04 \quad (\text{Equação 4.3})$$

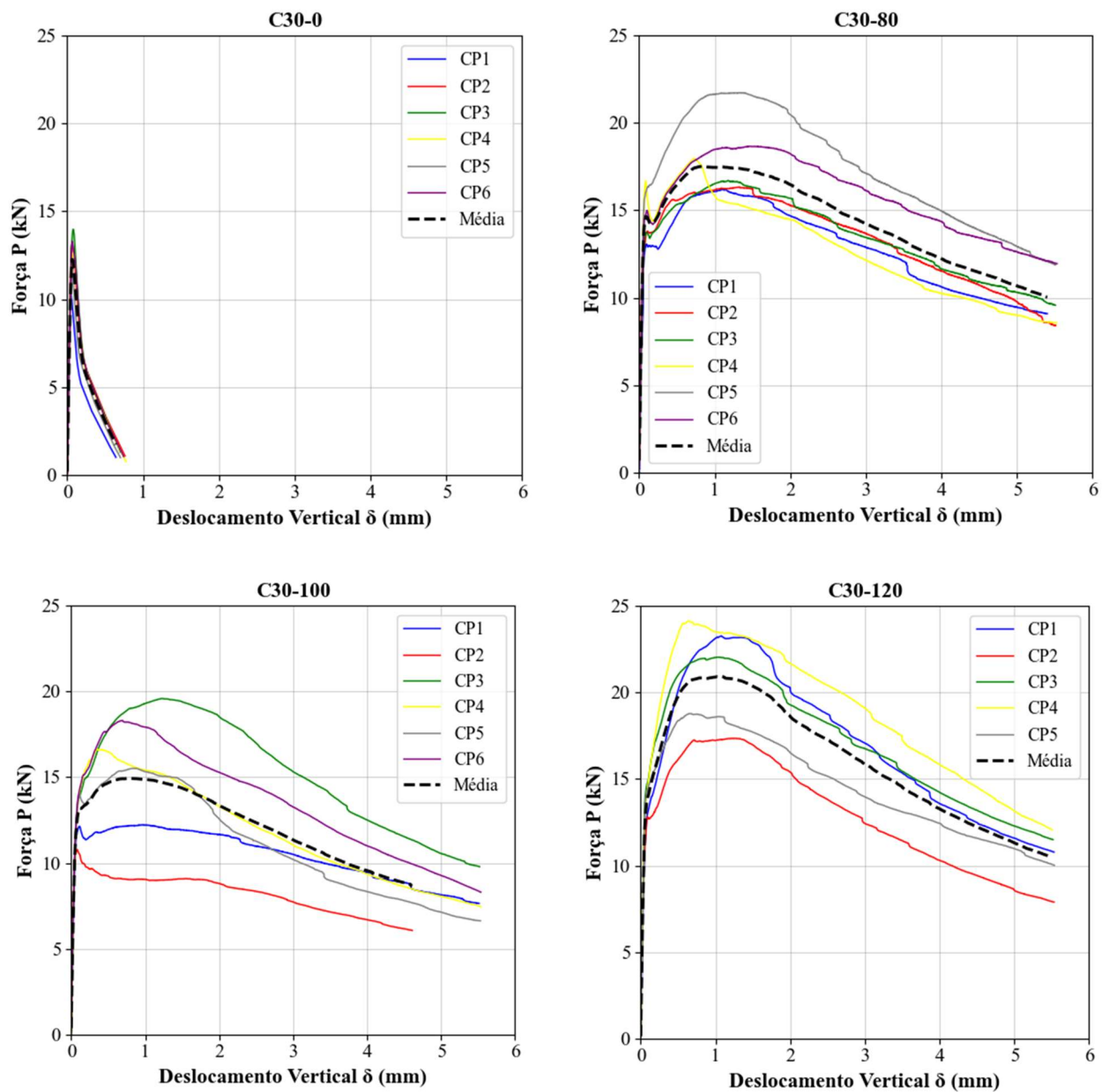
$$f_L = \frac{3 \times F_L \times l}{2 \times b \times h_{sp}^2} \quad (\text{Equação 4.4})$$

O cálculo das resistências residuais ($f_{R,i}$) à tração na flexão para diferentes níveis de CMOD, contados a partir da carga correspondente ao $CMOD = CMOD_i$ ($i = 1, 2, 3, 4$ correspondem a 0,5, 1,5, 2,5 e 3,5mm, respectivamente) é feito conforme Equação 4.5.

$$f_{R,i} = \frac{3 \times F_i \times l}{2 \times b \times h_{sp}^2} \quad (\text{Equação 4.5})$$

Os diagramas de carga (P) *versus* deslocamento vertical da flecha no centro do corpo de prova (δ) para os 6 corpos de prova dos concretos 30MPa estão apresentados na Figura 43 com representação da curva média.

Figura 43 - Curva P - δ dos grupos C30

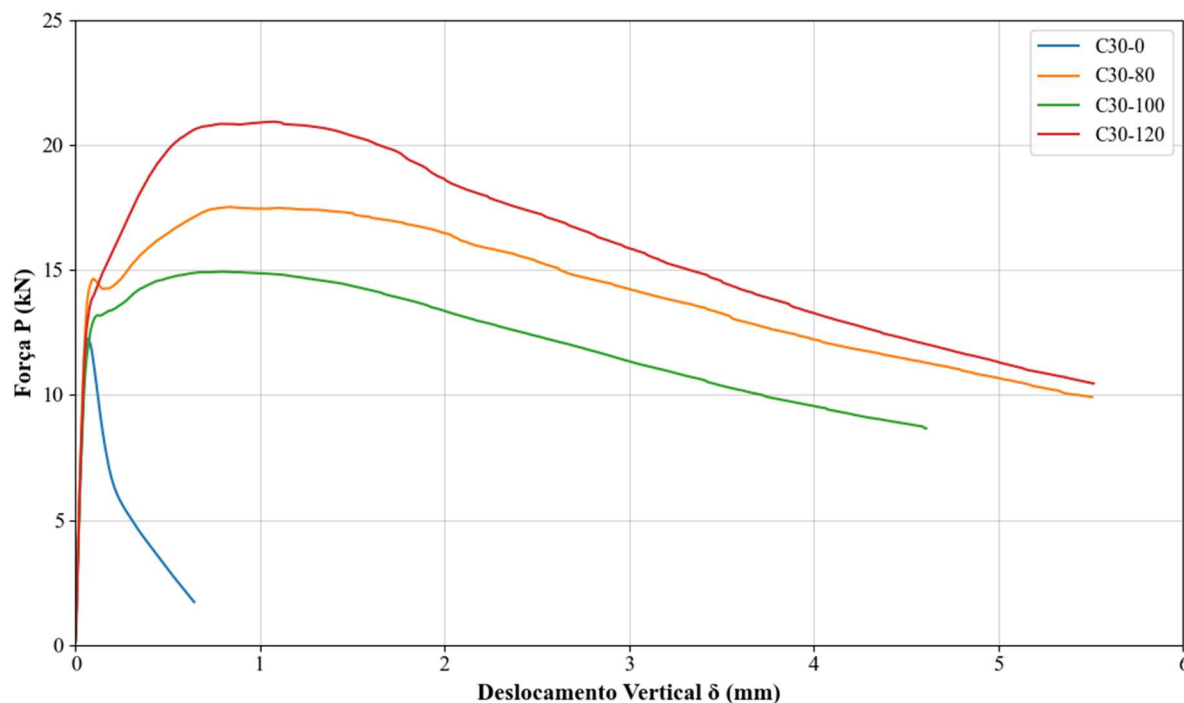


Fonte: Autor (2025)

Na Figura 44 são comparadas as curvas médias dos grupos de mesma resistência. Ao verificar o comportamento pós-fissuração dos concretos, nota-se a perda de rigidez para o concreto C30-0, direcionando para o seccionamento total da peça, no concreto C30-80 é caracterizado pelo comportamento mecânico do tipo *softening*, em que há a perda momentânea de resistência e logo após torna a crescer, caminhando para o comportamento *hardening*, o concreto C30-100 se apresenta não mais havendo perda da rigidez, mas sim, crescendo de forma suave, em contra partida ao analisar o concreto C30-120, é possível notar que o aumento da resistência residual no pós fissuração continuou de forma constante e linear.

Adicionalmente, verifica-se que mesmo com o aumento da quantidade de fibra no concreto de 80kg/m³ para 100kg/m³, não foi o suficiente para que alterasse significativamente o comportamento do CRF se comparado ao comportamento do grupo C30-120, ocorrendo, inclusive maior carga de fissuração e resistências residuais no concreto com menor dosagem de fibras.

Figura 44 – Curvas médias $P-\delta$ dos grupos estudados C30



Fonte: Autor (2025)

A Figura 45, apresenta os corpos de prova do grupo C30 no aspecto final de ensaio, ao analisar a direção da fissuração, vê-se que atende ao esperado, uma vez que se inicia

exatamente na seção do entalhe e destina-se ao topo do corpo de prova, devido à concentração de tensões que ocorre no topo do entalhe, validando os corpos de prova conforme ABNT NBR 16940. Através da pequena abertura da fissuração do C30-0, confirma-se o que foi dito sobre o comportamento pós fissuração do concreto simples e dos CRF, em que se comparado às aberturas das fissuras dos CRF, nota-se o quanto os corpos de prova resistiram às deformações pós fissuração, por meio das maiores aberturas das fissuras no entalhe.

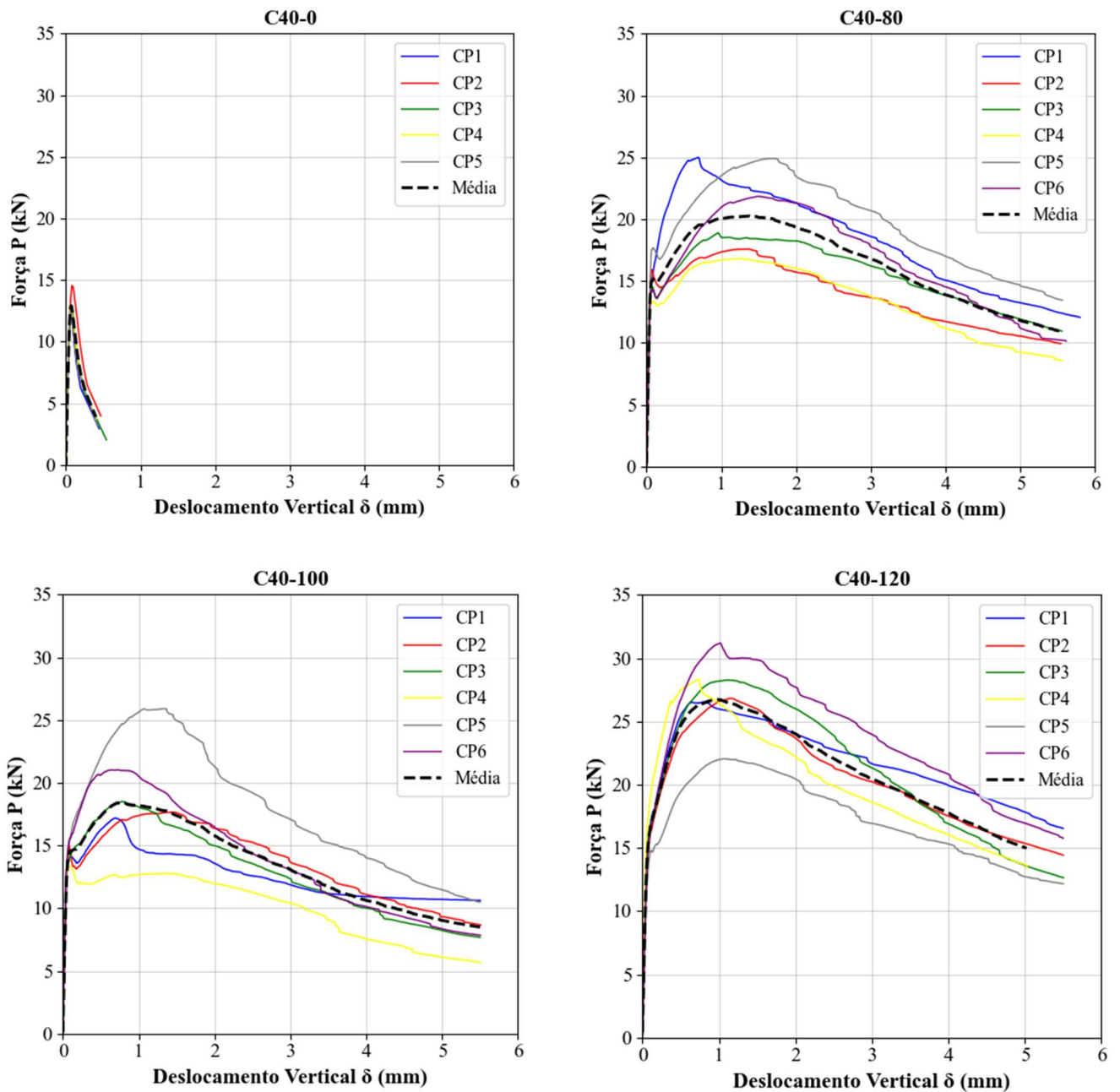
Figura 45 - Aspecto final do grupo C30 após o ensaio



Fonte: Autor (2025)

Os diagramas de carga (P) *versus* deslocamento vertical da flecha no centro do corpo de prova (δ) para os 6 corpos de prova dos concretos 40MPa estão apresentados na Figura 46 com representação da curva média.

Figura 46 - Curva $P-\delta$ dos grupos C40



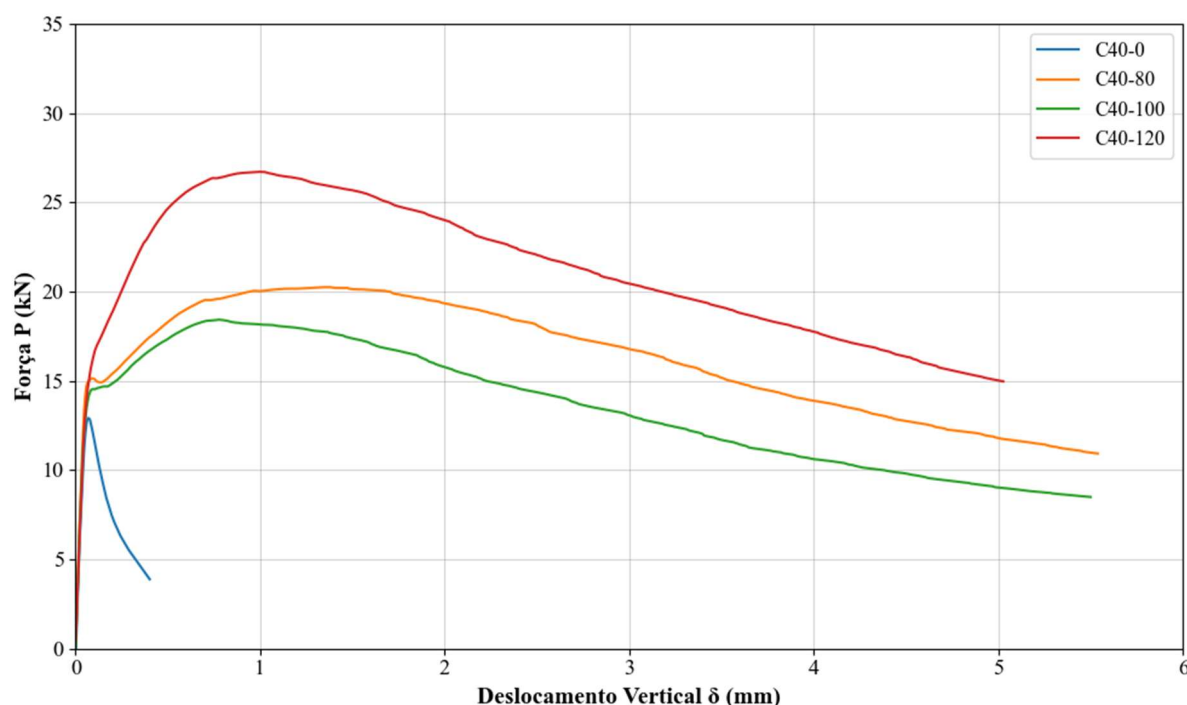
Fonte: Autor (2025)

Na Figura 47 são comparadas as curvas médias dos grupos de mesma resistência C40. Verifica-se a perda de rigidez no momento pós fissuração do concreto sem fibra, diferentemente do concreto C40-80, em que ao acrescentar fibra no concreto, no momento pós fissuração, há a diminuição do suporte de carga, porém retorna a suportar as resistências residuais, caracterizando o comportamento *softening*. Por outro lado, os concretos C40-100 e C40-120 possuem o comportamento mecânico do tipo *hardening*, mantendo o suporte de

carga e deformações constantes após carga de fissuração na dosagem de 100kg/m³ e indo além, suportando carga de forma crescente e linear conforme demonstra curva do grupo C40-120.

Novamente, verifica-se a semelhança de comportamento entre as curvas dos grupos C40-80 e C40-100, principalmente no trecho que compreende a carga de fissuração e o suporte de carga pós fissuração, diferenciando-se apenas no modelo de comportamento mecânico pós fissuração (*softening* para C40-80 e *hardening* para C40-100) e o suporte das resistências residuais, as quais, foram maiores para a dosagem de 80kg/m³.

Figura 47 - Curvas médias $P-\delta$ dos grupos estudados C40

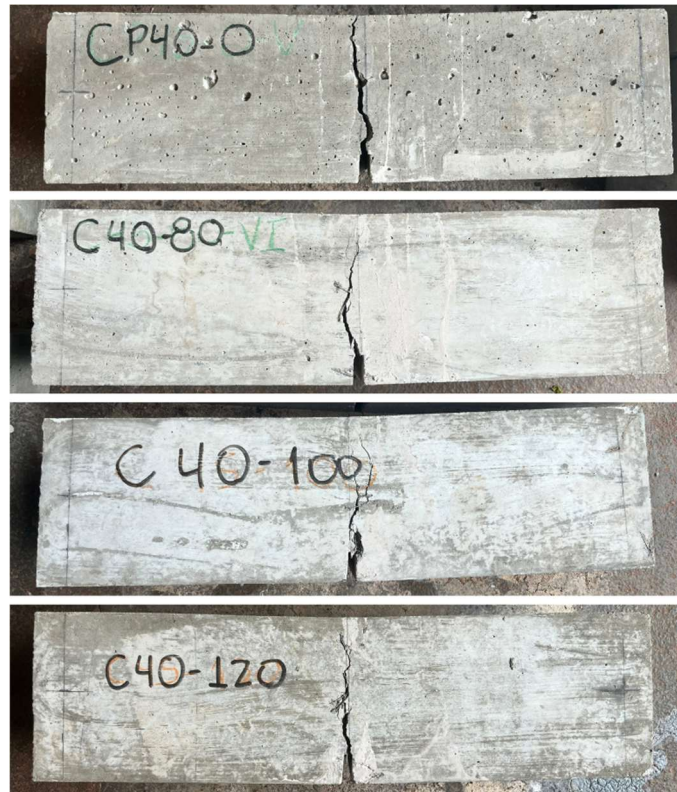


Fonte: Autor (2025)

A Figura 48, apresenta os corpos de prova do grupo C40 no aspecto final de ensaio, nota-se o direcionamento da fissura do topo do entalhe até o topo do corpo de prova, tornando válido o comportamento dos ensaios conforme ABNT NBR 16938 (2021), devido a concentração de tensões no topo do entalhe.

O grupo C40-0 apresentou rompimento abrupto de forma mais acentuada que o grupo C30-0 devido ao aumento de resistência da matriz de concreto, característica frágil do concreto sem fibras.

Figura 48 - Aspecto final do grupo C30 após o ensaio

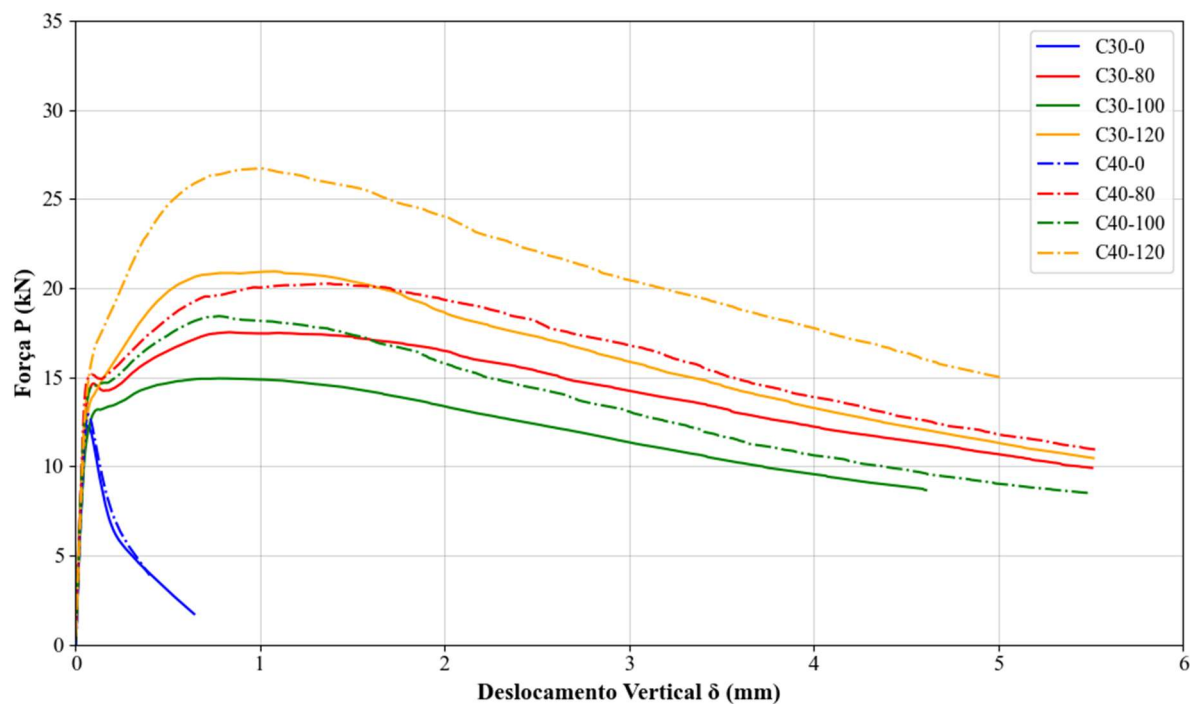


Fonte: Autor (2025)

As curvas médias de todos os grupos estudados neste ensaio de tração na flexão são apresentadas na Figura 49, ao se comparar o comportamento das mesmas dosagens na resistência C30 e C40, houve grande semelhança, alterando apenas as cargas máximas de fissuração onde foram maiores no concreto C40 devido a resistência maior da matriz de concreto.

O comportamento *softening* acompanhou os grupos C30-80 e C40-80 assim como o *hardening* de forma constante logo após a carga de pós fissuração e aumento das resistências residuais posteriormente nos grupos C30-100 e C40-100 e de forma crescente e linear desde a carga de fissuração nos grupos C30-120 e C40-120. Além da semelhança de comportamento entre as dosagens de 80kg/m³ e 100kg/m³ tanto para o concreto C30 quanto para o concreto C40, diferentemente do comportamento de dosagem 120kg/m³, em que o aumento de força máxima de fissuração e das resistências residuais são notáveis.

Figura 49 - Curvas médias $P-\delta$ dos grupos estudados C30 e C40



Fonte: Autor (2025)

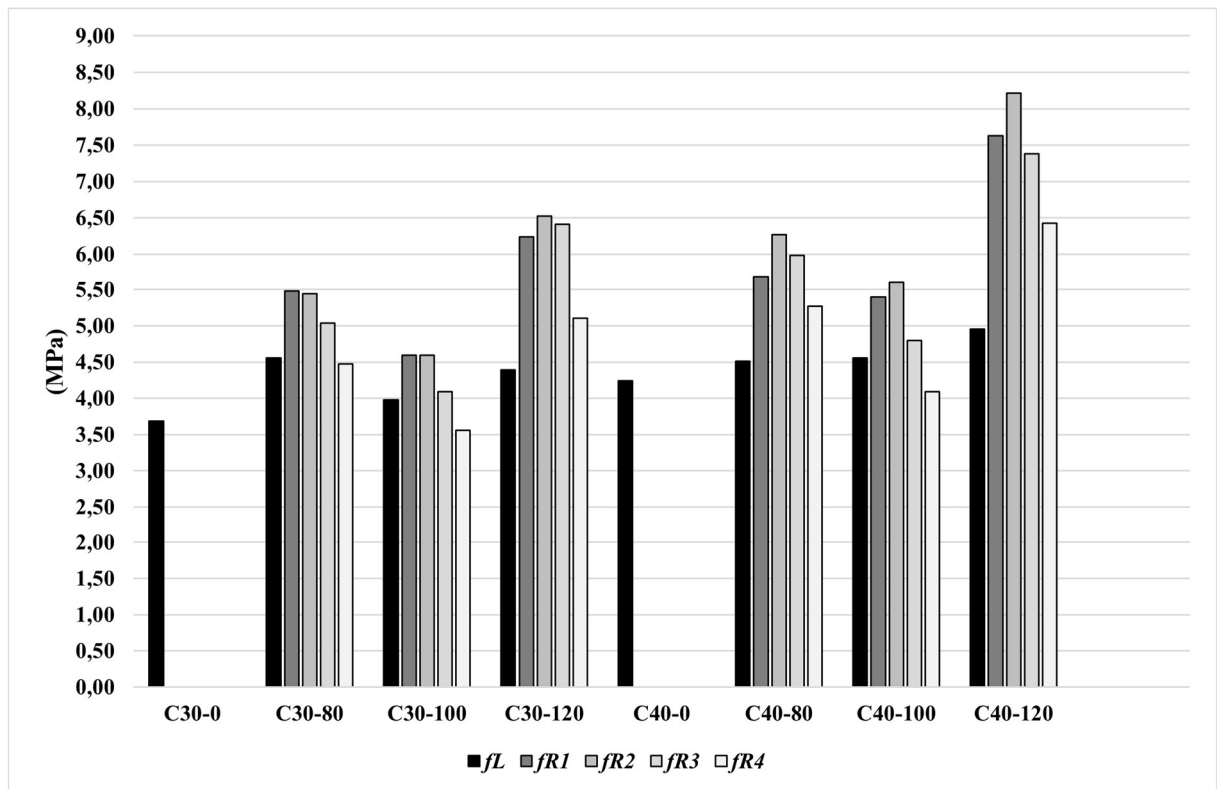
A Tabela 12 e Figura 50 apresentam os resultados calculados para a carga máxima de fissuração (F_L), limite de proporcionalidade (f_L) e resistências residuais ($f_{R,\delta p}$) de cada grupo, além da apresentação dos respectivos índices de desvio padrão e coeficiente de variação de cada variável. Assim como é determinado pela ABNT NBR 16938 (2021) os dados obtidos das resistências médias estão aptos para serem utilizados uma vez que não ultrapassam o valor de 25% de coeficiente de variação em cada série.

Tabela 12 - f_L (MPa), $f_{R,i}$ (MPa), Sd e Cv dos grupos estudados

Grupo	CRF	F_L (kN)	f_L	$f_{R,1}$	$f_{R,2}$	$f_{R,3}$	$f_{R,4}$
2.1	C30-80	14,47	4,56 (1,52; 10,50)	5,48 (0,75; 4,73)	5,44 (0,76; 14,01)	5,03 (0,70; 13,81)	4,47 (0,62; 13,78)
2.2	C30-100	12,64	3,98 (1,08; 8,51)	4,60 (1,07; 23,18)	4,60 (1,17; 24,42)	4,09 (1,17; 24,56)	3,56 (0,83; 23,26)
2.3	C30-120	13,94	4,39 (0,99; 7,08)	6,24 (0,78; 12,57)	6,52 (0,80; 12,34)	6,41 (0,80; 12,55)	5,11 (0,80; 15,73)
3.1	C40-80	14,33	4,51 (1,09; 7,61)	5,67 (1,06; 18,66)	6,27 (1,10; 17,55)	5,99 (1,10; 18,37)	5,27 (0,87; 16,60)
3.2	C40-100	14,48	4,56 (0,82; 5,68)	5,40 (1,11; 20,48)	5,60 (1,45; 23,95)	4,80 (1,45; 24,29)	4,09 (0,72; 17,52)
3.3	C40-120	15,73	4,96 (1,29; 8,21)	7,63 (0,88; 11,57)	8,21 (0,91; 11,02)	7,38 (0,91; 12,26)	6,42 (0,77; 12,04)

Fonte: Autor (2025)

Figura 50 - Comparação entre as resistências do ensaio de tração na flexão



Fonte: Autor (2025)

Por meio dos dados obtidos experimentalmente do ensaio de tração na flexão é possível determinar se o CRF em estudo é apto a ser utilizado como material estrutural ao atender as relações das Equação 4.6 e 4.7, de acordo com a ABNT NBR 16935 (2021). Os valores obtidos são a relação entre a resistência residual característica associada ao $CMOD_1$ (f_{R1k}) e a resistência do limite de proporcionalidade (f_{Lk}) e a relação entre a resistência

residual característica associada ao CMOD_3 (f_{R3k}) e residual característica para o CMOD_1 (f_{R1k}).

Para tanto é necessário o cálculo das resistências características conforme indica a Equação 4.8, método proposto na RILEM TC 162-TDF, em que “ f_m ” é o valor médio da resistência obtida experimentalmente, “ k_x ” no valor de 2,18, o fator que relaciona o número de corpos de prova ensaiados e o coeficiente de variação e o “ s ” é o desvio padrão.

$$\frac{f_{R1k}}{f_{Lk}} \geq 0,40 \quad (\text{Equação 4.6})$$

$$\frac{f_{R3k}}{f_{R1k}} \geq 0,50 \quad (\text{Equação 4.7})$$

$$f_k = f_m - k_x \cdot s \quad (\text{Equação 4.8})$$

A Tabela 13 apresenta os valores calculados para as resistências características de cada grupo.

Tabela 13 – Resistências Características

Grupo	CRF	Resistências Características	Valores (MPa)
2.1	C30-80	f_{Lk}	1,39
		f_{R1k}	3,84
		f_{R3k}	3,52
2.2	C30-100	f_{Lk}	1,64
		f_{R1k}	2,27
		f_{R3k}	1,54
2.3	C30-120	f_{Lk}	2,24
		f_{R1k}	4,53
		f_{R3k}	4,66
3.1	C40-80	f_{Lk}	2,14
		f_{R1k}	3,37
		f_{R3k}	3,59
3.2	C40-100	f_{Lk}	2,77
		f_{R1k}	2,99
		f_{R3k}	1,63
3.3	C40-120	f_{Lk}	2,14
		f_{R1k}	5,71
		f_{R3k}	5,41

Fonte: Autor (2025)

Por meio da tabela anterior, calculou-se as relações das Equação 4.6 e 4.7 obtendo-se os valores da Tabela 14. Dessa forma, conclui-se que todos os grupos de CRF estudados podem ser utilizados como material estrutural ao atender ambas as relações propostas pela norma brasileira.

Ainda diante dos resultados obtidos verifica-se que mesmo obtendo maiores resultados na relação da resistência do $CMOD_1$ e limite de proporcionalidade característicos, não necessariamente irá obter maiores resultados também para a relação da resistência do $CMOD_3$ e resistência do $CMOD_1$ característicos, como no concreto C30-80 que obteve maior valor na primeira relação, porém na segunda, o maior foi obtido pelo C40-80.

Ao comparar os valores das relações com o conjunto de curvas médias dos estudos anteriormente apresentada, nota-se que não acompanham a ordem de eficiência dos grupos representada pelas curvas médias, onde o grupo C40-120 obteve maior capacidade de fissuração e apresentou maiores valores de resistências residuais.

Por fim, vê-se também que os menores valores obtidos das relações são dos concretos C30-100 e C40-100, como a obtenção das relações está diretamente ligada aos valores estatísticos, nota-se que são os grupos com maiores coeficientes de variação.

Tabela 14 - Relação das resistências residuais

Grupo	CRF	$\frac{f_{R1k}}{f_{Lk}}$	$\frac{f_{R3k}}{f_{R1k}}$
		f_{Lk}	f_{R1k}
2.1	C30-80	2,77	0,92
2.2	C30-100	1,39	0,68
2.3	C30-120	2,02	1,03
3.1	C40-80	1,58	1,07
3.2	C40-100	1,08	0,54
3.3	C40-120	2,67	0,95

Fonte: Autor (2025)

Pelos resultados indicados na Tabela 14, todos os concretos atendem, simultaneamente, aos valores mínimos das relações entre as resistências conforme especificações da norma brasileira. Assim, todos os concretos aqui estudados podem ser empregados para o dimensionamento de elementos estruturais em ELU.

Dos resultados obtidos é muito importante ressaltar que em todos os concretos, o valor da relação (f_{R1k} / f_{Lk}) foi superior a unidade, denotando-se aumento de capacidade de carga do concreto mesmo após a fissuração da matriz. Entre esses resultados, destaca-se ainda aqueles obtidos com as respostas do C30-80, C30-120 e do C40-120 que tiveram valores da

relação mais do que duas vezes superior a resistência do limite de proporcionalidade, demonstrando aumento considerável na capacidade de carga pós-fissuração.

Os valores da relação entre as resistências (f_{R3k} / f_{R1k}) evidenciam a elevada capacidade de manter a carga, especialmente para os concretos C30-120 e C40-80 que, mesmo com abertura de fissura em torno de 2,5 mm (CMOD), são concretos que tem a capacidade de aumentar a carga em relação àquela correspondente a fissura com abertura de 0,5 mm.

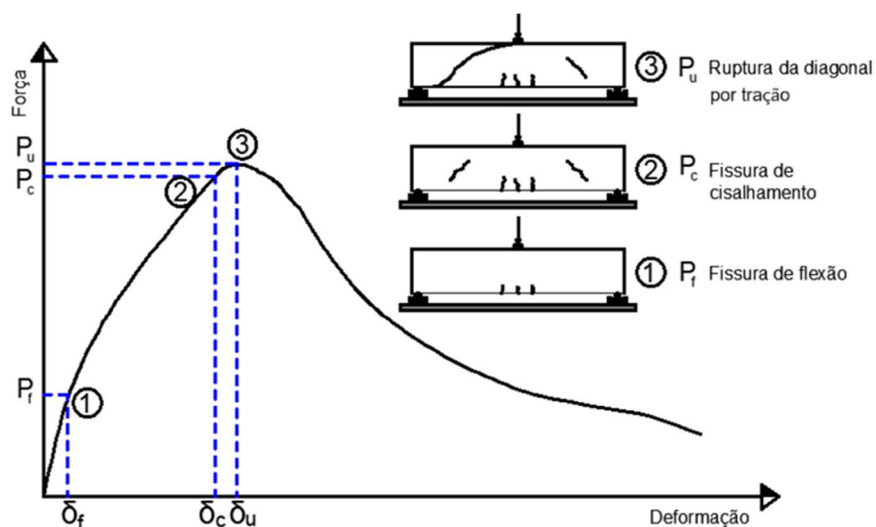
4.6 COMPORTAMENTO FORÇA-DESLOCAMENTO VERTICAL DAS VIGAS

Neste item apresenta-se a análise do comportamento das vigas submetidas a ensaios de flexão em três pontos. Para cada um dos grupos foram ensaiadas 6 vigas de seção transversal de 80 mm x 130 mm, vão livre de 680 mm, todas foram armadas com duas barras de aço longitudinais de 10 mm de diâmetro na região tracionada. Entre as 6 vigas de cada grupo, duas foram instrumentadas com a colagem de *strain gauge* na seção central de cada barra de aço.

O comportamento típico das vigas, representado pela Figura 51, já foi identificado no estudo desenvolvido por Suk (2022) e por Suk e Ferrari (2023). A resposta é representada por meio de 3 pontos notáveis correspondentes a força de formação de fissuras de flexão na região central da viga (P_f), força (P_c) correspondente ao surgimento da fissura de cisalhamento no trecho entre o apoio e a seção central de aplicação da força e, o instante da ruína da viga representado pela força última (P_u) corresponde à ruptura por efeito do cisalhamento.

A partir da força última, o comportamento em termos de capacidade é representado pelo decréscimo da força de forma gradual, enquanto aumenta-se o deslocamento vertical, até a interrupção do ensaio devido a abertura excessiva da fissura de cisalhamento.

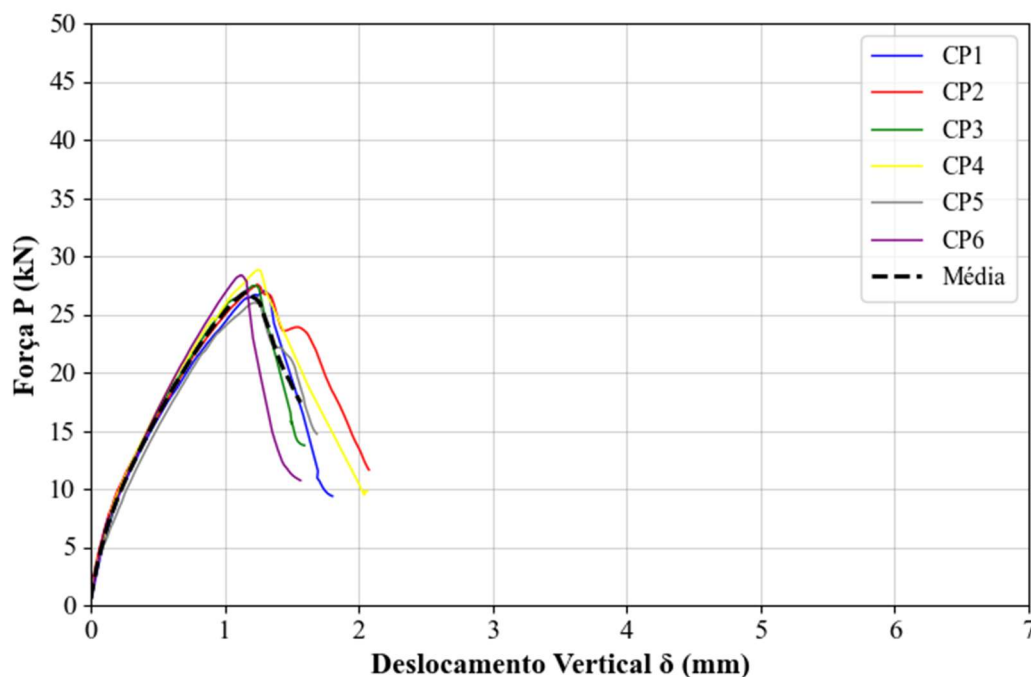
Figura 51 – Comportamento típico das vigas



Fonte: Suk e Ferrari (2023)

A Figura 52 apresenta o comportamento força (P)-deslocamento vertical (δ) do grupo de referência C30-0. Nota-se o comportamento inicial no trecho correspondente ao regime elástico linear até a força $P_f = 6,79\text{kN}$, valor médio do grupo, seguido por queda de rigidez com trecho até a força de surgimento da fissura de cisalhamento $P_c = 26,13\text{kN}$, com queda ainda mais acentuada da rigidez da viga e comportamento até a ruína frágil por ruptura dada pelo efeito de cisalhamento correspondente a força $P_u = 27,53\text{ kN}$.

Figura 52 – Curvas P- δ do grupo de referência C30-0



Fonte: Autor (2025)

A Figura 53 apresenta o aspecto do corpo de prova após finalização do ensaio, notou-se o rompimento abrupto, característica do concreto simples, por meio da abertura da fissuração por cisalhamento na diagonal tracionada, conforme indicam as flechas na imagem.

Figura 53 – Panorama de fissuração do grupo C30-0



Fonte: Autor (2025)

A Figura 54 apresenta todos os 6 corpos de prova do grupo C30-0 após término do ensaio, verifica-se que todos obtiveram o mesmo modo de ruína sendo pela diagonal tracionada por cisalhamento. O lado para o qual a fissura se formou está relacionado a menor distância do apoio, mesmo que a distância do pistão de aplicação de força seja uniforme até os apoios, a mínima diferença fez com que a fissuração fosse guiada para tal apoio. Os corpos de prova com marcação de “S1” e S2” contem os *strain gauges* nas barras de aço

longitudinais.

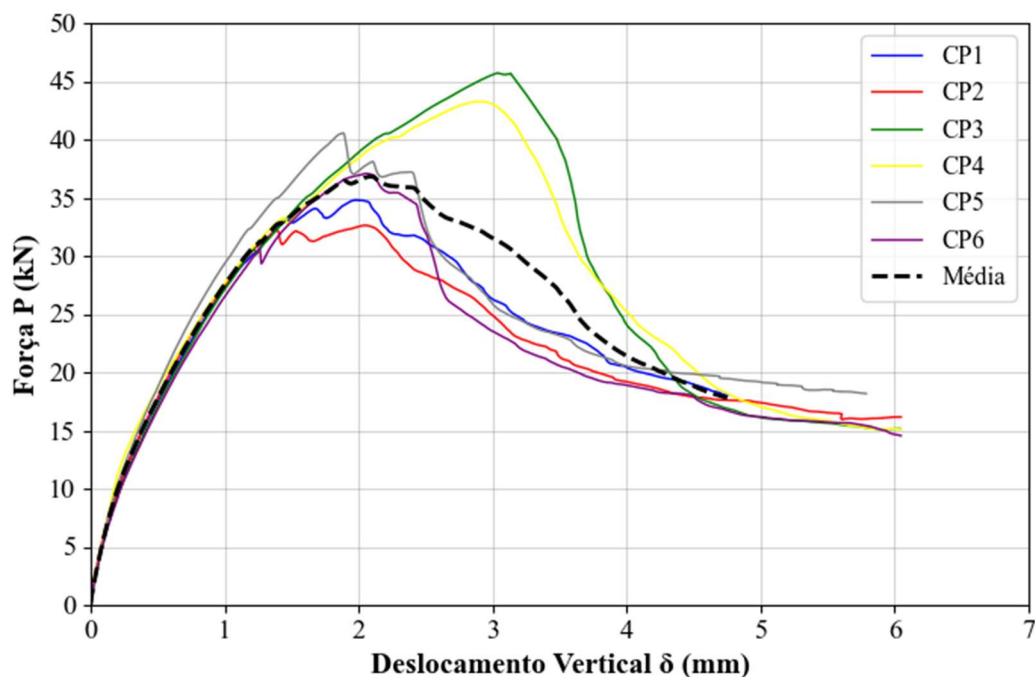
Figura 54 - Aspecto final das vigas do grupo C30-0 após ensaio



Fonte: Autor (2025)

A Figura 55 apresenta o comportamento força (P)-deslocamento vertical (δ) do grupo de referência C30-80. Nota-se o comportamento inicial no trecho correspondente ao regime elástico linear até a força $P_f = 8,33\text{kN}$, valor médio do grupo, seguido por queda de rigidez com trecho até a força de surgimento da fissura de cilhamento $P_c = 28,72\text{kN}$, com queda ainda mais acentuada da rigidez da viga, onde a evidencia-se a atuação da fibra através do comportamento após atingir a força de pico $P_u = 30,42\text{ kN}$, não ocorrendo quebra brusca da rigidez, mas de forma gradual e plástica.

Figura 55 - Curvas P- δ do grupo de referência C30-80



Fonte: Autor (2025)

A Figura 56 apresenta o panorama final padrão dos corpos de prova do grupo C30-80, é possível observar a atuação da presença das fibras que impedem a abertura da fissuração, diferentemente do concreto simples que não houve o suporte de grandes deformações pós carga máxima. Nota-se também que se mantém o modo de ruptura pela diagonal tracionada por cisalhamento.

Figura 56 - Panorama de fissuração do grupo C30-80



Fonte: Autor (2025)

A Figura 57 apresenta todos os corpos de prova do grupo C30-80 após finalização do ensaio, observa-se que possuem o mesmo padrão de modo de ruína, aberturas de fissuração

maiores se comparados com o concreto sem fibras e marcas de esmagamento no local de aplicação da força, mesmo com esse esmagamento, não houve rompimento de partes de nenhum corpo de prova, esforço sendo sustentado pela ponte criada pelas fibras.

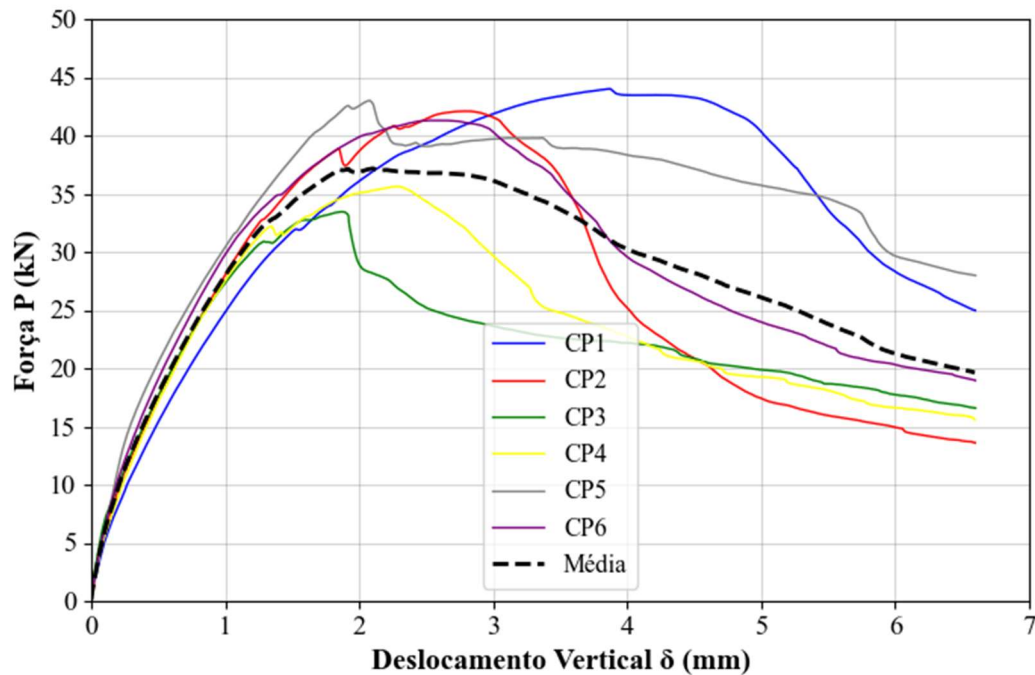
Figura 57 - Aspecto final das vigas do grupo C30-80 após ensaio



Fonte: Autor (2025)

A Figura 58 apresenta o comportamento força (P)- deslocamento vertical (δ) do grupo de referência C30-100. Nota-se o comportamento inicial no trecho correspondente ao regime elástico linear até a força $P_f = 8,49\text{kN}$, valor médio do grupo, seguido por queda de rigidez com trecho até a força de surgimento da fissura de cilhamento $P_c = 32,43\text{kN}$, com queda ainda mais acentuada da rigidez da viga, onde atinge a força de pico $P_u = 39,91\text{kN}$, após isso, ocorre a queda da força e aumento do deslocamento vertical de forma gradual, evidenciando o comportamento plástico, característica atribuída ao CRF devido a presença de fibra

Figura 58 - Curvas P- δ do grupo de referência C30-100



Fonte: Autor (2025)

O suporte de carga que as fibras atribuem ao concreto é notável através da Figura 59 que apresenta o corpo de prova do grupo C30-100 após a finalização do ensaio, onde o deslocamento vertical se estendeu até 6,5mm, momento em que se interrompeu o ensaio. Foi possível ver através do corpo de prova devido a abertura excessiva da diagonal tracionada por cisalhamento, mesmo nesta situação, não houve separação da peça de concreto.

Figura 59 - Panorama de fissuração do grupo C30-100



Fonte: Autor (2025)

O conjunto ensaiado do grupo C30-100 é apresentado na Figura 60, demonstrando-se na forma final do ensaio, modo de ruína permanece por diagonal tracionada por

cisalhamento, esmagamento no centro do topo da peça, local onde é aplicado a carga e abertura excessiva da fissuração.

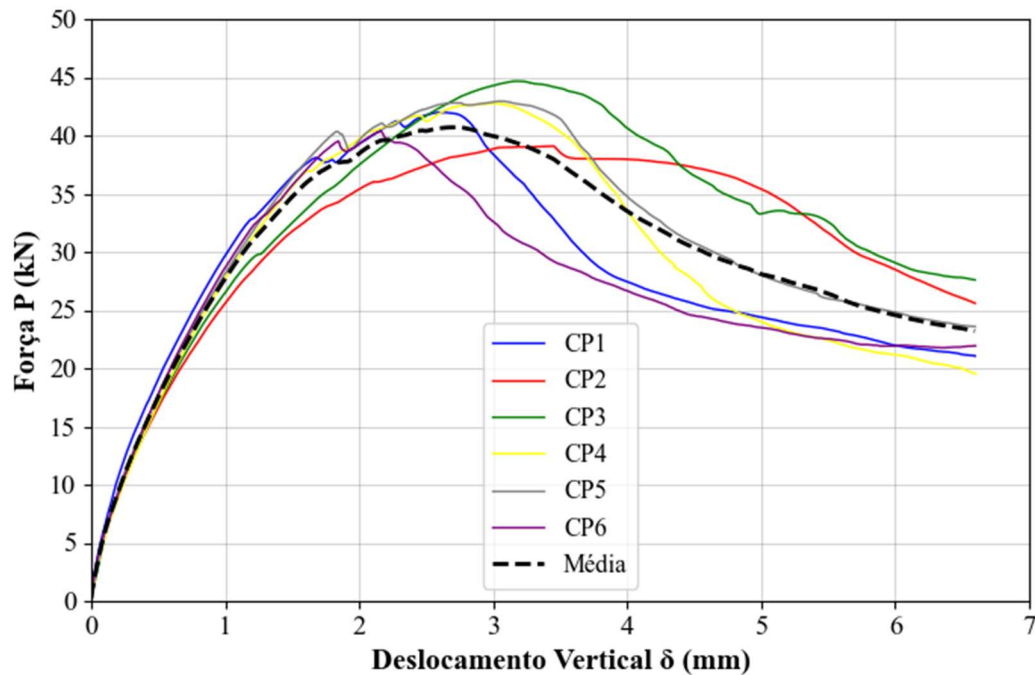
Figura 60 - Aspecto final das vigas do grupo C30-100 após ensaio



Fonte: Autor (2025)

A Figura 61 apresenta o comportamento força (P)-deslocamento vertical (δ) do grupo de referência C30-120. Nota-se o comportamento inicial no trecho correspondente ao regime elástico linear até a força $P_f = 7,54\text{kN}$, valor médio do grupo, seguido por queda de rigidez com trecho até a força de surgimento da fissura de cilhamento $P_c = 34,55\text{kN}$, com queda ainda mais acentuada da rigidez da viga, onde atinge a força de pico $P_u = 39,40\text{kN}$, após isso, ocorre a queda da força e aumento do deslocamento vertical de forma gradual, evidenciando o comportamento plástico do CRF.

Figura 61 - Curvas P- δ do grupo de referência C30-120



Fonte: Autor (2025)

Para o grupo C30-120, mantém-se o modo de ruptura através da diagonal tracionada por cisalhamento, como mostra a Figura 62, nota-se novamente as fibras de aço impedindo a abertura da fissuração.

Figura 62 - Panorama de fissuração do grupo C30-120



Fonte: Autor (2025)

A Figura 63 apresenta o aspecto final dos corpos de ensaio do grupo C30-120, todos mantiveram o mesmo modo de ruína e comportamento pós fissuração.

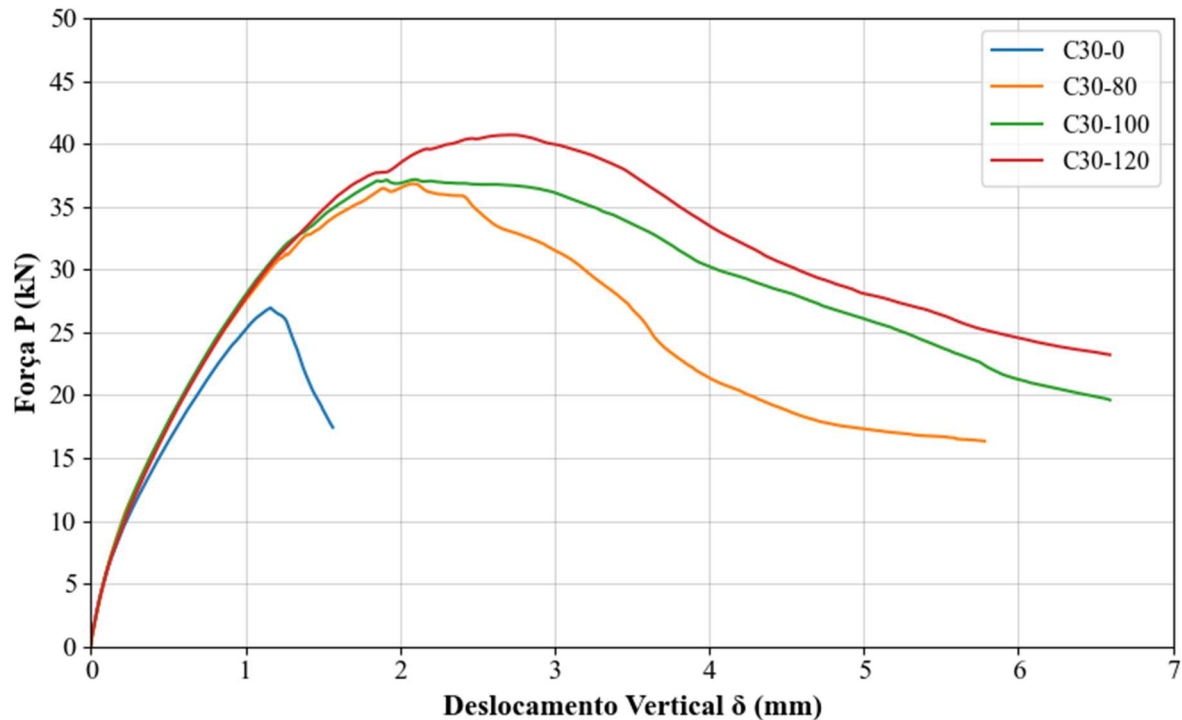
Figura 63 - Aspecto final das vigas do grupo C30-120 após ensaio



Fonte: Autor (2025)

O comportamento força (P)-deslocamento vertical (δ) do grupo de referência C30 é comparado pelas curvas médias conforme indicado na Figura 64.

Figura 64 – Curvas P- δ dos grupos estudados C30



Fonte: Autor (2025)

Inicialmente o comportamento da curva de ensaio das vigas em CRF possuem as mesmas características da curva do grupo sem fibra de mesma resistência, porém a influência da adição da fibra no concreto é vista de forma nítida no comportamento pós força de pico, em que há a perda da rigidez do corpo de prova, no entanto, mantém-se constante e de forma gradual a perda da força pelo aumento do deslocamento vertical, tornando o comportamento plástico.

Além disso, em comparação com a força de pico do grupo de referência sem fibra, houve um aumento médio de 42% na força máxima de ruptura das vigas, de 27,53MPa para 39,00MPa logo no primeiro acréscimo de fibras, do C30-0 para C30-80.

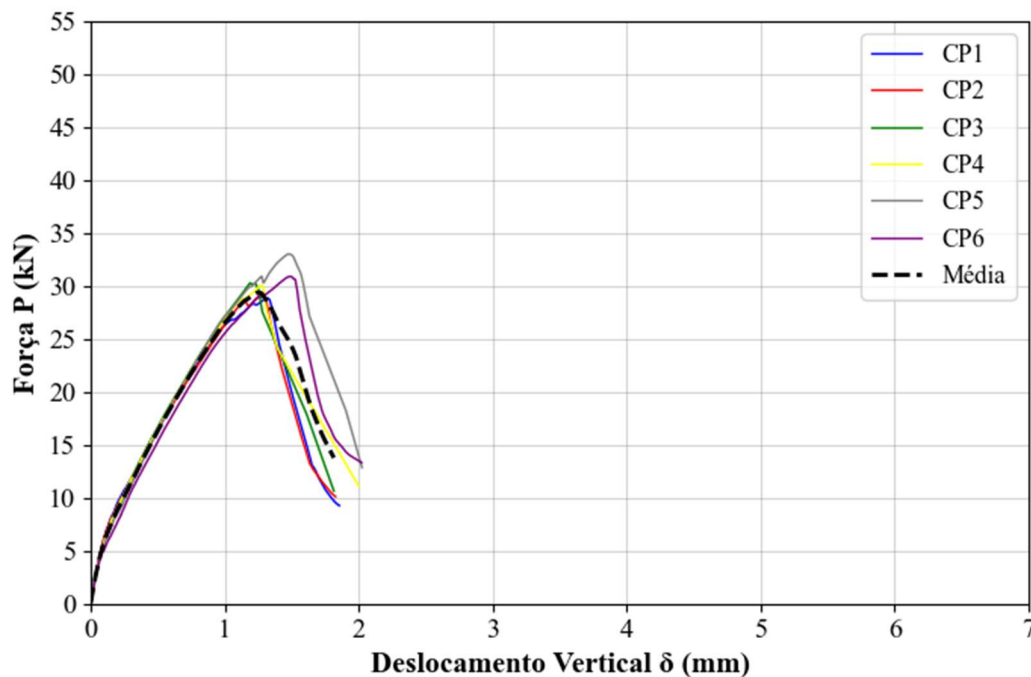
Para o grupo C30-100, observa-se que o comportamento da curva força-deslocamento vertical possui grande semelhança com o grupo C30-80, em que há a diferença de menos de 1kN entre as forças de pico. A diferença no comportamento está no suporte de carga pós pico, sendo maior para a dosagem maior.

Na concentração de 120kg/m³ de fibra no concreto de resistência de 30Mpa, o aumento gradativo da força de pico já se torna mais expressivo com relação ao grupo anterior (C30-100), apresentando a força de pico de 39,91MPa e consequentemente maior suporte de

carga conforme aumento do deslocamento vertical.

Partindo para os grupos de resistência C40, tem-se na Figura 65 o comportamento força (P)-deslocamento vertical (δ) do grupo de referência C40-0. Nota-se o comportamento inicial no trecho correspondente ao regime elástico linear até a força $P_f = 7,14\text{kN}$, valor médio do grupo, seguido por queda de rigidez com trecho até a força de surgimento da fissura de cilhamento $P_c = 28,72\text{kN}$, com queda ainda mais acentuada da rigidez da viga, onde atinge a força de pico $P_u = 30,42\text{kN}$, após isso, assim como no concreto C30-0, ocorre a ruptura e destacamento da peça de concreto pelo comportamento frágil do concreto simples.

Figura 65 - Curvas P- δ do grupo de referência C40-0



Fonte: Autor (2025)

Para o concreto de resistência 40MPa sem fibra, o rompimento ao atingir a carga de pico ocorre de forma mais acentuada se comparada ao concreto C30-0, devido ao acréscimo de resistência na matriz de concreto, não suportando cargas pós força de pico, característica frágil do concreto. O modo de ruptura mantém-se por ruptura da diagonal tracionada através do esforço de cisalhamento, como mostra a Figura 66.

Figura 66 - Panorama de fissuração do grupo C40-0



Fonte: Autor (2025)

Os 6 corpos de prova do grupo C40-0 são apresentados na Figura 67, permanecendo o padrão de modo de ruptura em todos os CP's. Pontua-se a pequena dimensão da abertura ao qual o concreto simples suporta.

Figura 67 - Aspecto final das vigas do grupo C40-0 após ensaio

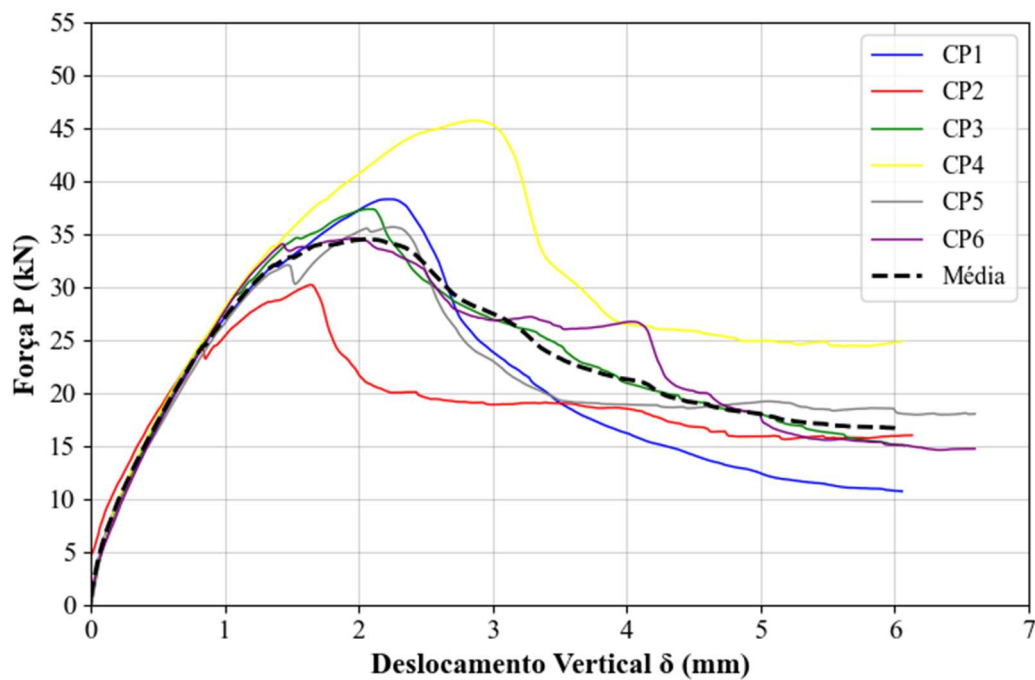


Fonte: Autor (2025)

A Figura 68 apresenta o comportamento força (P)-deslocamento vertical (δ) do grupo de referência C40-80. Nota-se o comportamento inicial no trecho correspondente ao regime

elástico linear até a força $P_f = 7,78\text{kN}$, valor médio do grupo, seguido por queda de rigidez com trecho até a força de surgimento da fissura de cilhamento $P_c = 33,45\text{kN}$, com queda ainda mais acentuada da rigidez da viga, onde atinge a força de pico $P_u = 38,25\text{kN}$, após isso, pela adição de fibra no concreto, o CRF comporta-se de maneira plástica.

Figura 68 - Curvas P- δ do grupo de referência C40-80



Fonte: Autor (2025)

A Figura 69, apresenta o modo de ruptura do grupo C40-80 mediante a abertura excessiva da fissuração originada da diagonal tracionada por cilhasamento.

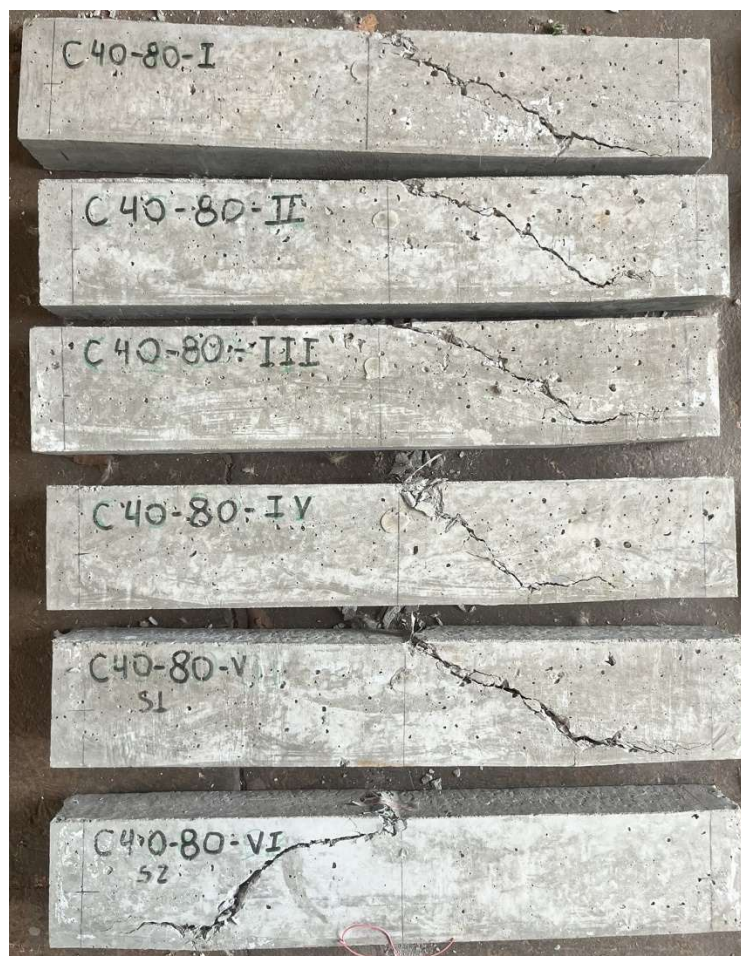
Figura 69 - Panorama de fissuração do grupo C40-80



Fonte: Autor (2025)

Todo o conjunto do grupo C40-80, representado pela Figura 70, obteve o mesmo modo de ruptura, nota-se a abertura excessiva da fissuração, a presença das fibras interligando o destacamento da peça de concreto, esmagamento suave no local da aplicação da força.

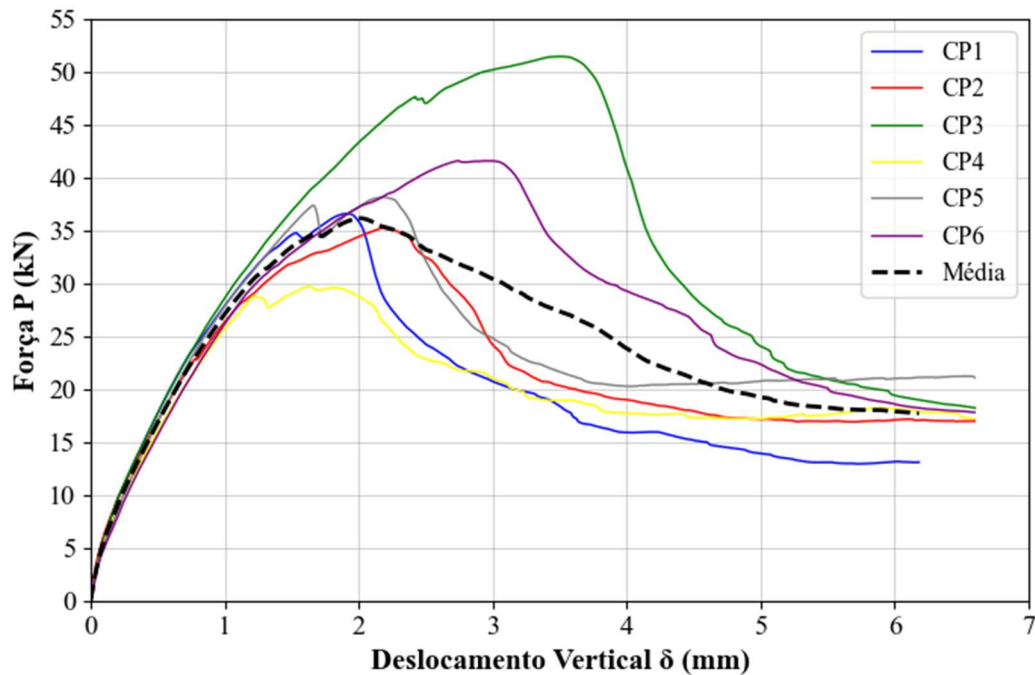
Figura 70 - Aspecto final das vigas do grupo C40-80 após ensaio



Fonte: Autor (2025)

A Figura 71 apresenta o comportamento força (P)-deslocamento vertical (δ) do grupo de referência C40-100. Nota-se o comportamento inicial no trecho correspondente ao regime elástico linear até a força $P_f = 7,14\text{kN}$, valor médio do grupo, seguido por queda de rigidez com trecho até a força de surgimento da fissura de cilhamento $P_c = 33,64\text{kN}$, com queda ainda mais acentuada da rigidez da viga, onde atinge a força de pico $P_u = 38,80\text{kN}$, após isso, pela adição de fibra no concreto, o CRF comporta-se de maneira plástica.

Figura 71 - Curvas P- δ do grupo de referência C40-100



Fonte: Autor (2025)

Por meio da Figura 72, observa-se o corpo de prova do grupo C40-100 em seu estado pós ensaio, evidenciando a ruptura da diagonal tracionada por cisalhamento como modo de ruína.

Figura 72 - Panorama de fissuração do grupo C40-100



Fonte: Autor (2025)

Na Figura 73 estão presentes os corpos de prova ensaiados do grupo C40-100, onde obtiveram o mesmo padrão de rompimento e abertura excessiva da diagonal tracionada por cisalhamento.

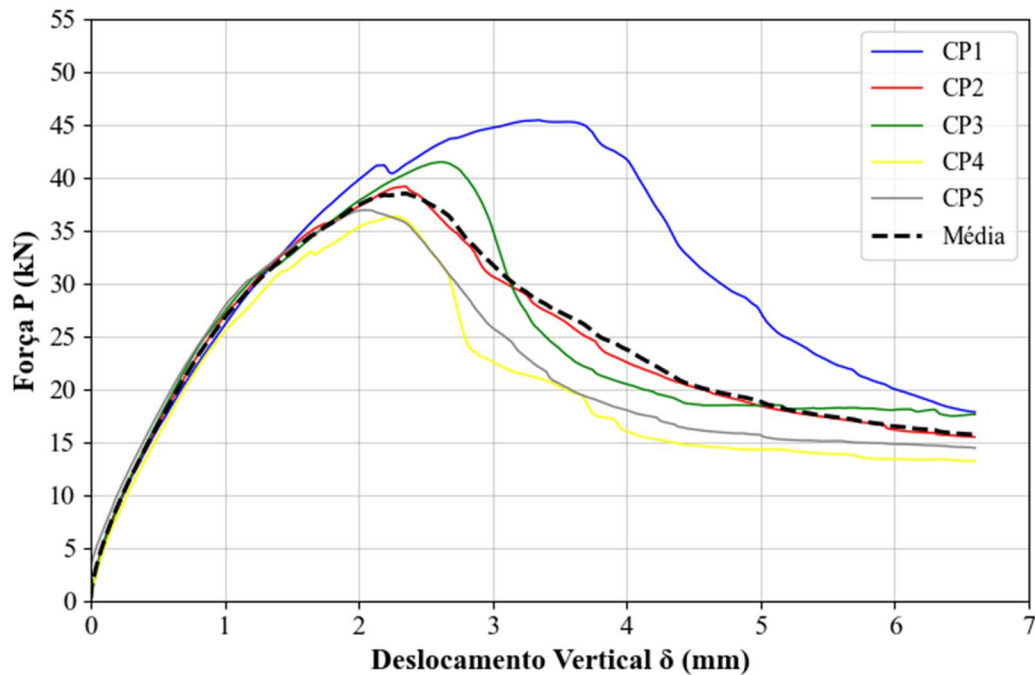
Figura 73 - Aspecto final das vigas do grupo C40-100 após ensaio



Fonte: Autor (2025)

A Figura 74 apresenta o comportamento força (P)-deslocamento vertical (δ) do grupo de referência C40-120. Nota-se o comportamento inicial no trecho correspondente ao regime elástico linear até a força $P_f = 8,02\text{kN}$, valor médio do grupo, seguido por queda de rigidez com trecho até a força de surgimento da fissura de cilhamento $P_c = 34,98\text{kN}$, com queda ainda mais acentuada da rigidez da viga, onde atinge a força de pico $P_u = 39,88\text{kN}$, após isso, pela adição de fibra no concreto, o CRF comporta-se de maneira plástica.

Figura 74 - Curvas P- δ do grupo de referência C40-120



Fonte: Autor (2025)

É possível notar por intermédio da Figura 75 a ruptura da diagonal tracionada por cisalhamento característica do modo de ruína do grupo C40-120.

Figura 75 - Panorama de fissuração do grupo C40-120



Fonte: Autor (2025)

Os 6 corpos de prova do grupo C40-0 são apresentados na Figura 76, permanecendo o padrão de modo de ruptura em todos os CP's. Pontua-se a pequena dimensão da abertura ao qual o concreto simples suporta.

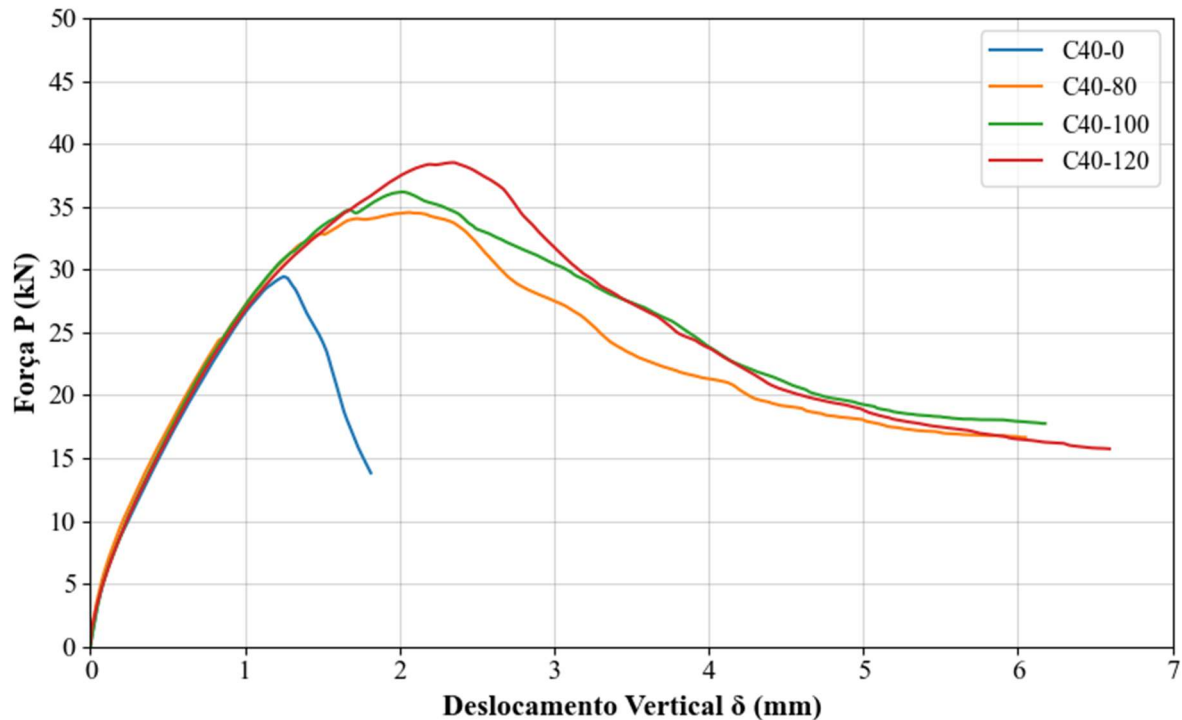
Figura 76 - Aspecto final das vigas do grupo C40-120 após ensaio



Fonte: Autor (2025)

O comportamento força (P)-deslocamento vertical (δ) do grupo de referência C40 é comparado pelas curvas médias conforme indicado na Figura 77.

Figura 77 - Curvas P- δ dos grupos estudados C40

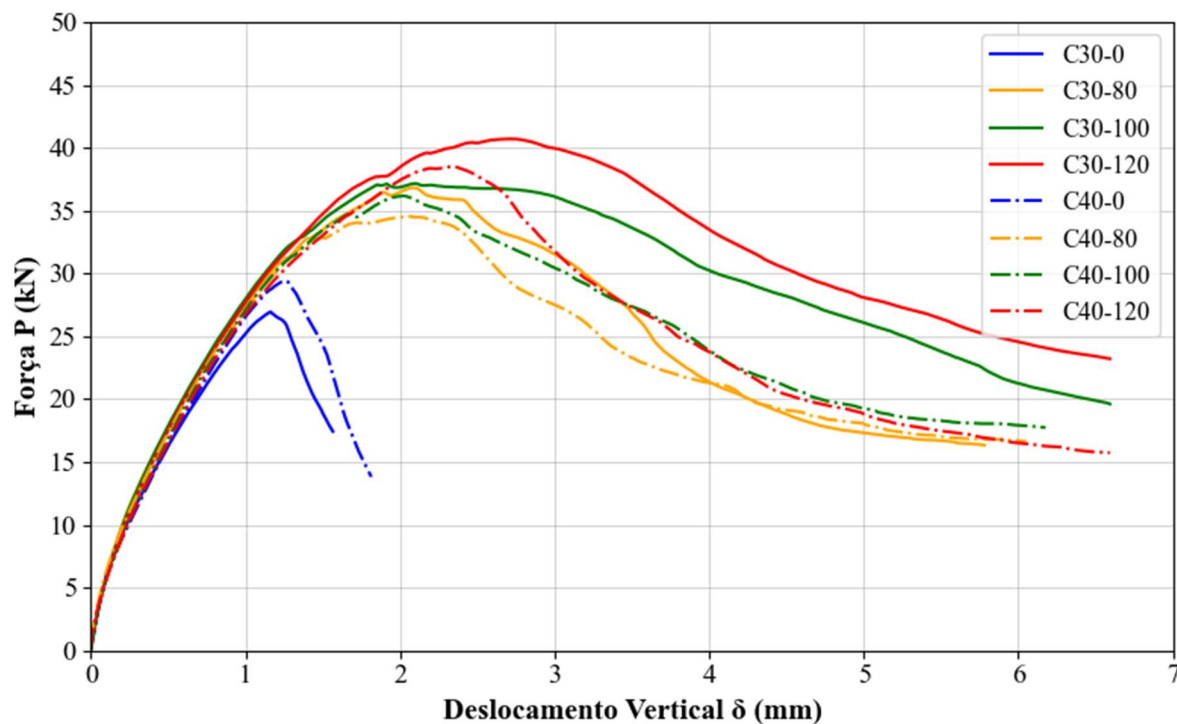


Fonte: Autor (2025)

Para os grupos classe C40 contendo fibras, a ruína foi também caracterizada pela ruptura da diagonal tracionada por efeito do cisalhamento. A ação das fibras de aço foi notória após o surgimento da fissura de cisalhamento, bloqueando sua abertura e propagação, possibilitando comportamento suavizado e dúctil pós-pico. Novamente aqui, como observado para os grupos C30, todos os valores de força (exceção apenas para “Pf” do grupo C40-100) foram incrementados em relação a viga de referência C40-0 e, adicionalmente, notou-se relação entre o aumento nos valores de forças com o aumento na quantidade das fibras. Para a força “Pf” os valores foram superiores em 1,09 e 1,12 para os grupos C40-80 e C40-120 em relação ao grupo de referência C40-0, respectivamente. Para a força “Pc” os valores foram superiores em 1,16, 1,17 e 1,22, para os grupos C40-80, C40-100 e C40-120 em relação ao grupo de referência C40-0, respectivamente. Para a força “Pu” os valores foram superiores em 1,26, 1,28 e 1,31, para os grupos C40-80, C40-100 e C40-120 em relação ao grupo de referência, respectivamente.

O comportamento força (P)-deslocamento vertical (δ) do grupo de referência C30 e 40 são comparado pelas curvas médias conforme indicado na Figura 78.

Figura 78 - Curvas $P-\delta$ média dos grupos estudados C30 e C40



Fonte: Autor (2025)

Na Tabela 15 e Figura 79 resumem-se os valores médios das forças de fissuração de flexão (P_f), força de fissuração de cisalhamento (P_c) e força de pico (P_u) com seus respectivos valores de desvio padrão e coeficiente de variação, já na Figura 80, apresenta-se a evolução das forças médias dos grupos com relação a variação da taxa de fibra.

Tabela 15 – Forças médias de fissuração de flexão (P_f), de cisalhamento (P_c) e de pico (P_u) das vigas analisadas

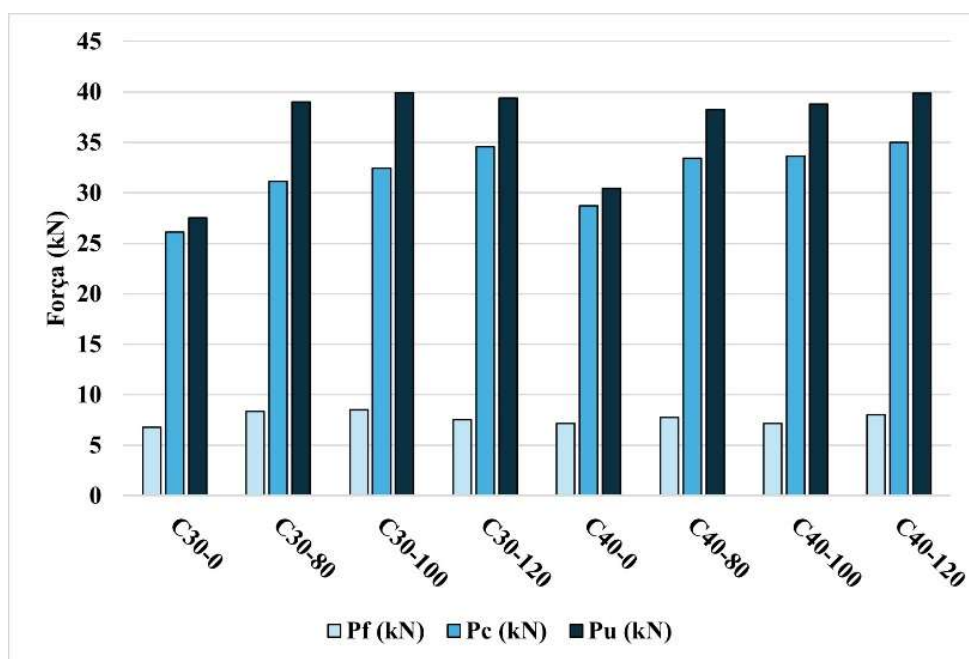
Grupo	CRF	P_f (kN)	P_c (kN)	P_u (kN)	Relações		
					P_{f-i} / P_{f-ref}	P_{c-i} / P_{c-ref}	P_{u-i} / P_{u-ref}
1.1	C30-0	6,79 (0,99; 14,57)	26,13 (0,83; 3,16)	27,53 (0,99; 3,60)	1,00	1,00	1,00
1.2	C40-0	7,14 (0,20; 2,75)	28,72 (1,32; 4,61)	30,42 (1,47; 4,98)	1,00	1,00	1,00
2.1	C30-80	8,33 (1,44; 17,31)	31,14 (1,37; 4,41)	39,00 (5,05; 12,96)	1,23	1,20	1,42
2.2	C30-100	8,49 (2,64; 31,51)	32,43 (1,35; 4,16)	39,91 (4,32; 11,59)	1,25	1,24	1,45
2.3	C30-120	7,54 (0,31; 4,15)	34,55 (3,61; 10,45)	39,40 (3,93; 9,97)	1,11	1,32	1,43
3.1	C40-80	7,78 (1,02; 13,08)	33,45 (1,21; 3,62)	38,25 (4,18; 10,92)	1,09	1,16	1,26

3.2	C40-100	7,14 (0,38; 5,32)	33,64 (8,22; 24,44)	38,80 (7,33; 18,90)	1,00	1,17	1,28
3.3	C40-120	8,02 (1,05; 13,04)	34,98 (4,04; 11,56)	39,88 (3,71; 9,32)	1,12	1,22	1,31

Fonte: Autor (2025)

A ruína das vigas dos grupos de referência C30-0 e C40-0 foram iguais e dadas pela ruptura do concreto da diagonal tracionada por efeito repentino do cisalhamento. Nesses grupos, o comportamento inicial no trecho correspondente ao regime elástico linear deu-se até a força de fissura (P_f), seguido por queda de rigidez até a força de surgimento da fissura de cisalhamento (P_c), com queda ainda mais pronunciada da rigidez da viga e comportamento até a ruína frágil por cisalhamento correspondente a força última (P_u). O seccionamento completo da viga somente não foi observado porque o ensaio foi interrompido antes da ruptura por questões de segurança aos equipamentos de ensaio. Os valores das forças P_f , P_c e P_u para o grupo C40-0 foram superiores as forças obtidas para o grupo C30-0 em, respectivamente, 5,2%, 9,9% e 10,5%, demonstrando-se a influência da resistência à compressão do concreto sobre o surgimento da fissura de flexão, de cisalhamento e também da ruína por cisalhamento.

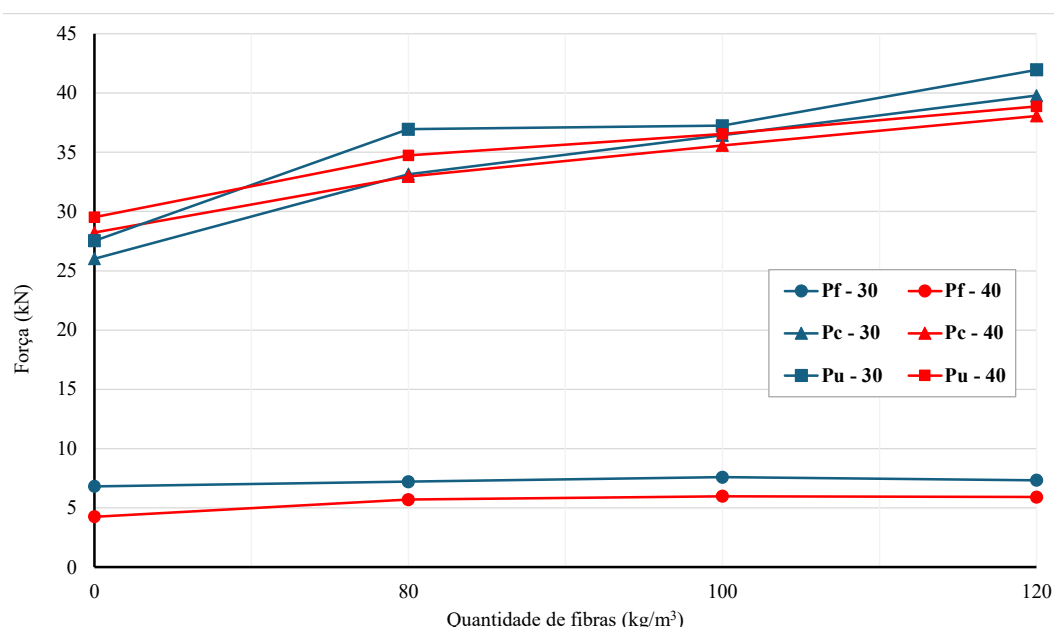
Figura 79 - Forças de primeira fissura (P_f), fissura crítica (P_c) e de pico (P_u) das vigas analisadas



Fonte: Autor (2025)

A Figura 79 remete à comparação da evolução das forças de fissuração à flexão (primeira - P_f), ao cisalhamento (crítica - P_c) e de pico (última P_u) das duas resistências de concreto 30MPa e 40MPa. Observa-se que no geral, o concreto C30 obteve melhor desempenho que o concreto C40, destacando-se o concreto C30-120 em que apresentou maiores valores em todas as forças de fissuração. Outro ponto a se notar é a semelhança entre os comportamentos dos concretos com dosagem 80kg/m³ e 100kg/m³ para ambas as resistências e forças.

Figura 80 - Evolução das forças de primeira fissura ou flexão (P_f), fissura crítica ou de cisalhamento (P_c) e de pico ou última (P_u) com a variação da taxa de fibras nas vigas



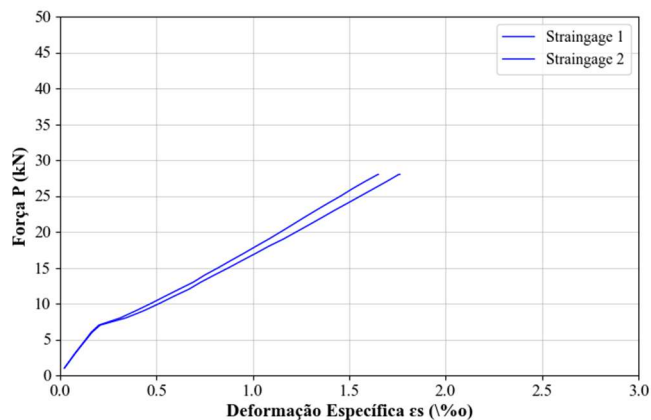
Fonte: Autor (2025)

A seguir, são apresentadas as deformações específicas (ϵ_s) no centro das barras de aço longitudinais obtidas da instrumentação de duas vigas de cada grupo, contendo um extensômetro no centro de cada barra. Como a armadura longitudinal foi dimensionada para que a ruína ocorresse por ruptura da diagonal tracionada pelo efeito da força cortante, não se observou o escoamento da armadura, a deformação das barras, de maneira geral, acompanhou linearmente o aumento da força.

As Figuras 8 e 82 apresentam respectivamente, as curvas força *versus* deformação ($P-\epsilon_s$) específica das barras longitudinais do corpo de prova CP6 do grupo C30-0 e a curva força x deformação ($P-\delta$) do mesmo CP. A segunda viga contendo *strain gauges* ao ser ensaiada apresentou resultados não conformes por isso foi descartada, possivelmente os

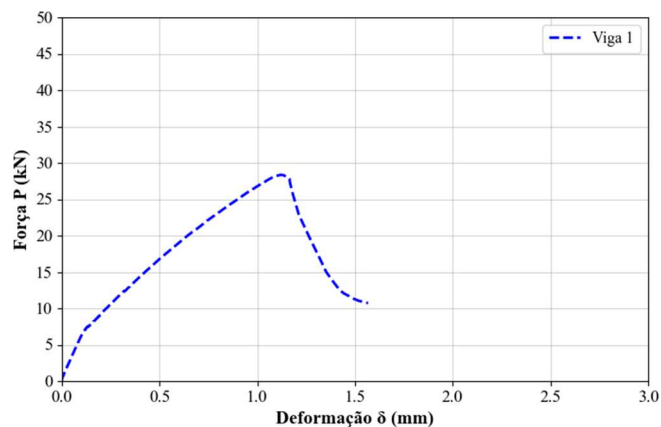
strain gauges foram avariados no processo de moldagem da viga.

Figura 81 – Curvas $P-\varepsilon_s$ do CP6-S1 do grupo C30-0



Fonte: Autor (2025)

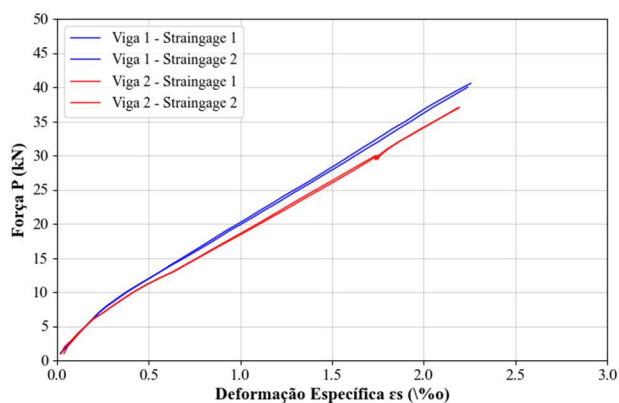
Figura 82 - Curva $P-\delta$ do CP6-S2 do grupo C30-0



Fonte: Autor (2025)

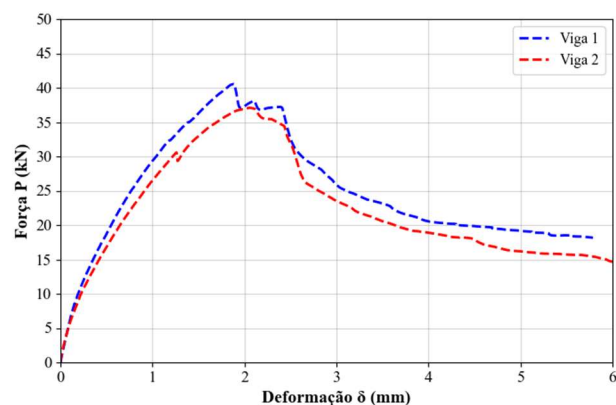
As Figuras 83 e 84 apresentam respectivamente, as curvas força *versus* deformação ($P-\varepsilon_s$) específica das barras longitudinais e a curva força x deformação ($P-\delta$) das vigas contendo *strain gauges* do grupo C30-80.

Figura 83 - Curvas $P-\varepsilon_s$ das vigas C30-80



Fonte: Autor (2025)

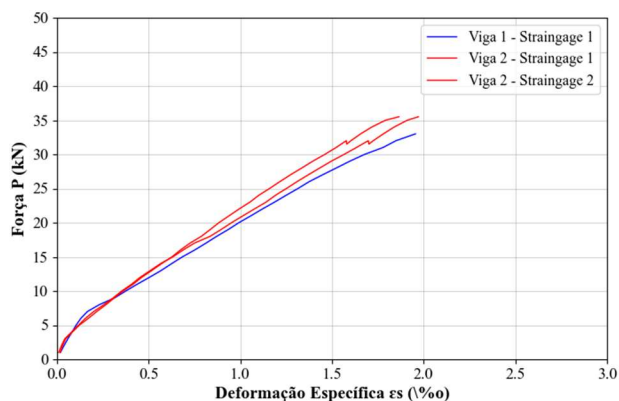
Figura 84 - Curva $P-\delta$ das vigas do grupo C30-80



Fonte: Autor (2025)

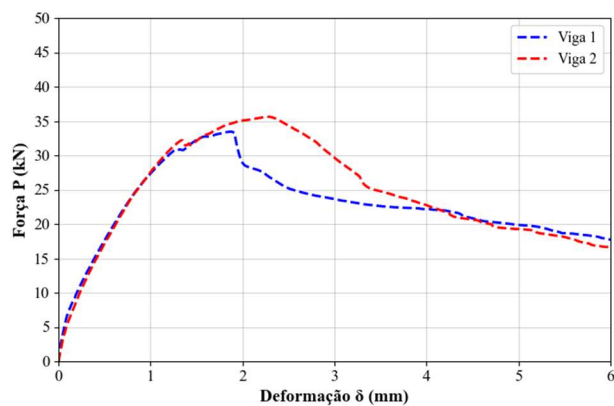
As Figuras 85 e 86 apresentam respectivamente, as curvas força *versus* deformação ($P-\varepsilon_s$) específica das barras longitudinais e a curva força x deformação ($P-\delta$) das vigas contendo *strain gauges* do grupo C30-100. Não se obteve leitura de um dos *strain gauges* da primeira viga, por isso não foi apresentado.

Figura 85 - Curvas $P-\varepsilon_s$ das vigas C30-100



Fonte: Autor (2025)

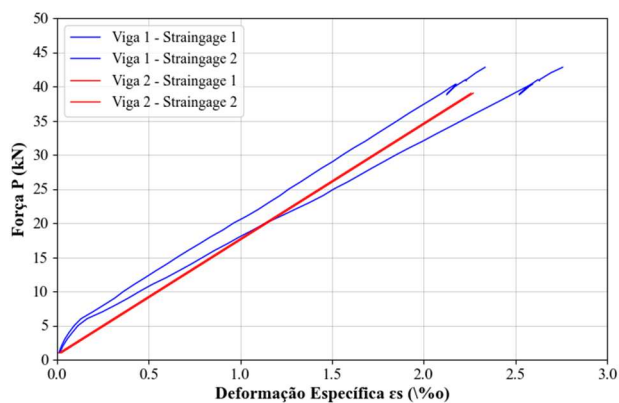
Figura 86 - Curva $P-\delta$ das vigas do grupo C30-100



Fonte: Autor (2025)

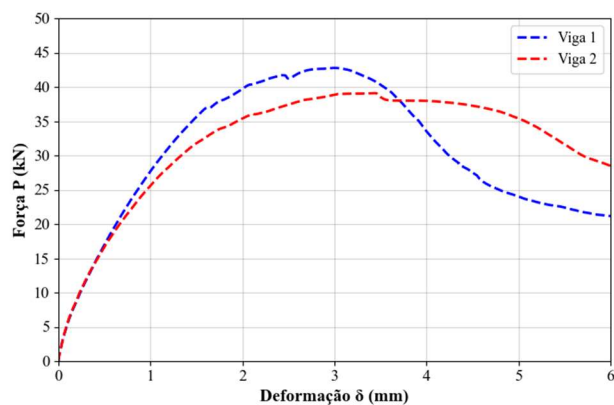
As Figuras 87 e 88 apresentam respectivamente, as curvas força *versus* deformação ($P-\varepsilon_s$) específica das barras longitudinais e a curva força x deformação ($P-\delta$) das vigas contendo *strain gauges* do grupo C30-120.

Figura 87 - Curvas $P-\varepsilon_s$ das vigas C30-120



Fonte: Autor (2025)

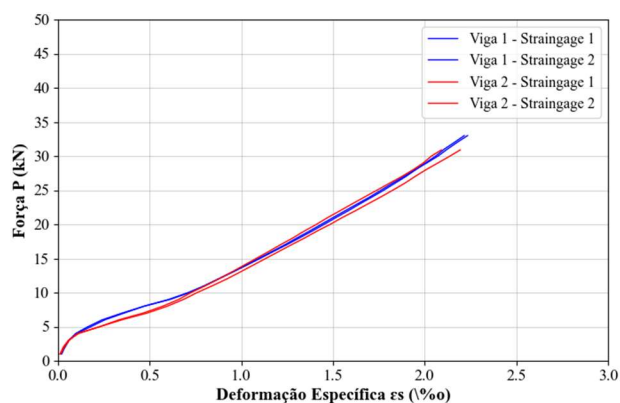
Figura 88 - Curvas $P-\delta$ das vigas C30-120



Fonte: Autor (2025)

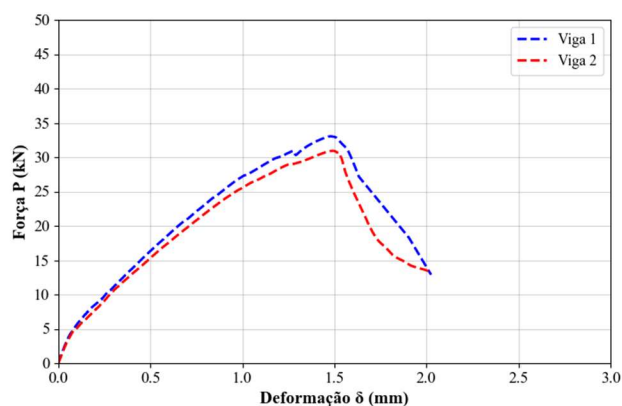
As Figuras 89 e 90 apresentam respectivamente, as curvas força *versus* deformação ($P-\varepsilon_s$) específica das barras longitudinais e a curva força x deformação ($P-\delta$) das vigas contendo *strain gauges* do grupo C40-0.

Figura 89 - Curvas P- ϵ_s das vigas C40-0



Fonte: Autor (2025)

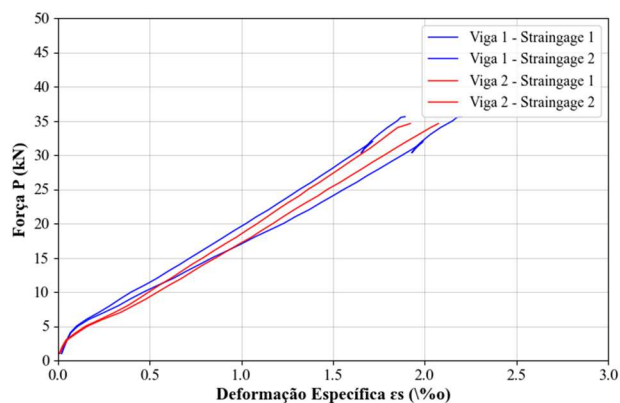
Figura 90 - Curvas P- δ das vigas C40-0



Fonte: Autor (2025)

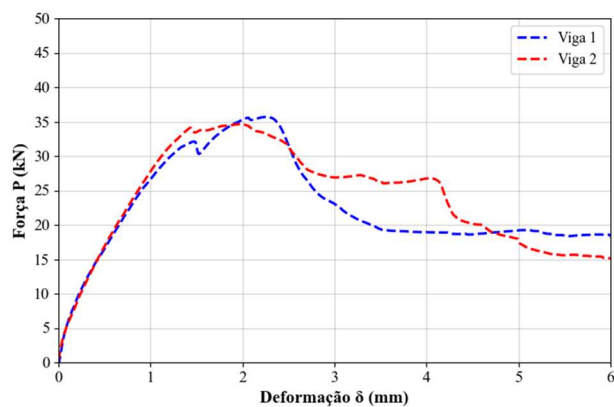
As Figuras 91 e 92 apresentam respectivamente, as curvas força versus deformação (P- ϵ_s) específica das barras longitudinais e a curva força x deformação (P- δ) das vigas contendo strain gauges do grupo C40-80.

Figura 91 - Curvas P- ϵ_s das vigas C40-80



Fonte: Autor (2025)

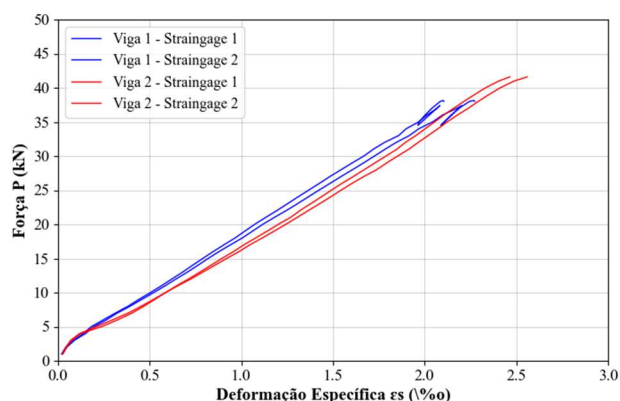
Figura 92 - Curvas P- δ das vigas C40-80



Fonte: Autor (2025)

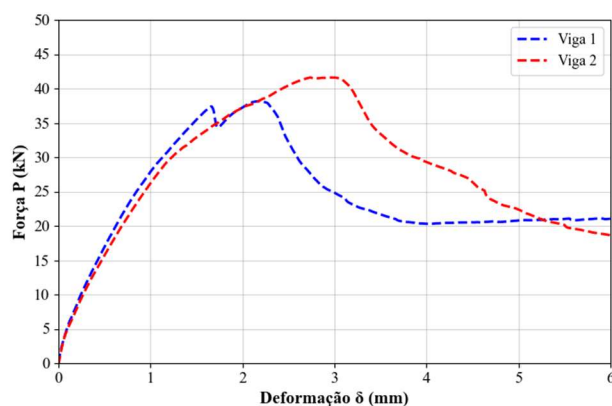
As Figuras 93 e 94 apresentam respectivamente, as curvas força *versus* deformação (P- ϵ_s) específica das barras longitudinais e a curva força x deformação (P- δ) das vigas contendo *strain gauges* do grupo C40-100.

Figura 93 - Curvas P- ϵ_s das vigas C40-100



Fonte: Autor (2025)

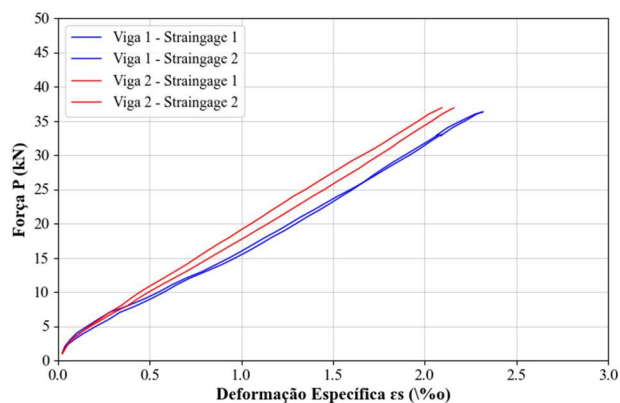
Figura 94 - Curvas P- δ das vigas C40-100



Fonte: Autor (2025)

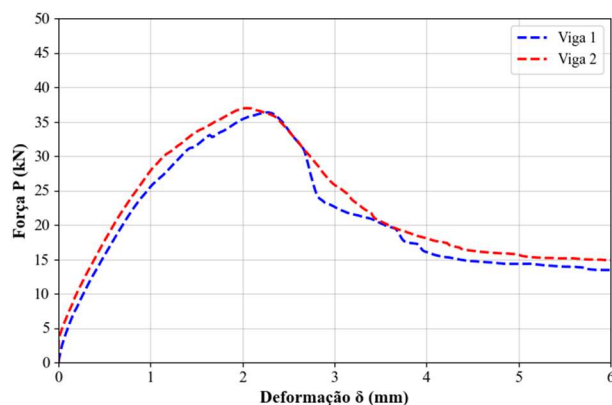
As Figuras 95 e 96 apresentam respectivamente, as curvas força *versus* deformação ($P-\epsilon_s$) específica das barras longitudinais e a curva força x deformação ($P-\delta$) das vigas contendo *strain gauges* do grupo C40-120.

Figura 95 - Curvas P- ϵ_s das vigas C40-120



Fonte: Autor (2025)

Figura 96 - Curvas P- δ das vigas C40-120



Fonte: Autor (2025)

Ao observar os dados obtidos, nota-se que ambas as curvas das deformações específicas de uma mesma viga iniciam de forma linear em uma determinada angulação e ao atingir uma determinada força, acentua-se a deformação das barras de aço conforme aumenta-se a força, essa alteração de comportamento é a mesma notada na curva $P-\delta$ da mesma viga, ao qual, a força corresponde a força de primeira fissuração ou também denominada de força de fissuração de flexão. Fato que condiz com o esperado, uma vez que as barras de aço foram posicionadas especificamente para suportarem esforços de flexão.

Ainda através dessa comparação de curvas, reforça-se o fato de que em nenhuma das vigas ocorreu o escoamento da armadura, conforme aponta o aumento contínuo da deformação específica em relação a força até atingir a força de pico do ensaio de flexão.

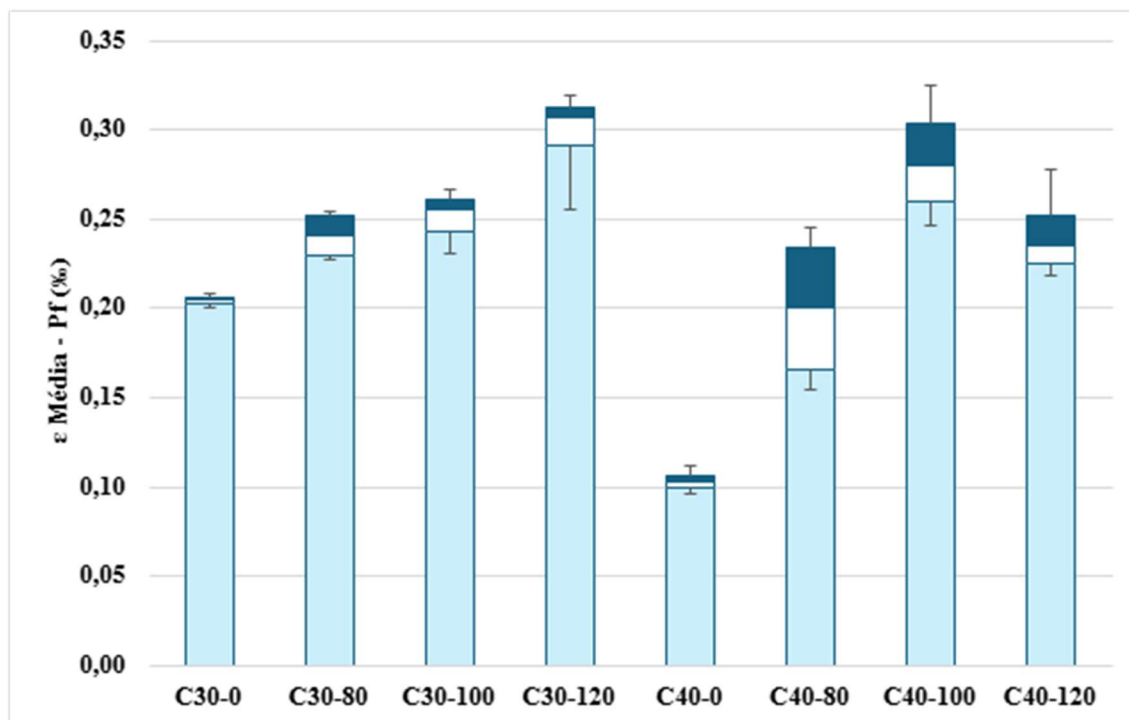
A Tabela 16 e Figuras 97 a 99, evidenciam as deformações específicas médias para as forças de fissuração de flexão, cisalhamento e última alcançadas pelas barras de aço em cada viga de cada grupo, assim como o desvio padrão e coeficiente de variância desses resultados.

Tabela 16 – Correlação entre P_f , P_c e P_u e deformações específicas dos estudados

Grupo	CRF	CP	P_f (kN)	P_f Média (kN)	ε (%)	ε Média (‰)	P_c (kN)	P_c Média (kN)	ε (%)	ε Média (‰)	P_u (kN)	P_u Média (kN)	ε (%)	ε Média (‰)
1.1	C30-0	Viga 1	7,02		0,201 0,208	0,205 S _d 0,005 CV 2,420	26,56		1,516 1,626	1,571 S _d 0,078 CV 4,951	28,35		1,651 1,763	1,705 S _d 0,078 CV 4,562
1.2	C40-0	Viga 1	3,33		0,096 0,101	0,104 S _d 0,007 CV 18,890	30,89		2,060 2,073	2,077 S _d 0,043 CV 2,085	33,04		2,200 1,890	2,180 S _d 0,062 CV 2,852
		Viga 2	4,84	4,09	0,112 0,105	0,007 CV 18,890	28,98	29,94	2,138 2,037	2,043 CV 2,085	30,92	31,98	1,920 2,070	0,062 CV 2,852
2.1	C30-80	Viga 1	7,51		0,230 0,227	0,241 S _d 0,014 CV 5,907	34,96		1,902 1,931	1,989 S _d 0,084 CV 4,237	40,54		2,250 2,280	2,226 S _d 0,047 CV 2,102
		Viga 2	7,17	7,34	0,254 0,252	0,014 CV 5,907	34,89	34,93	2,062 2,060	0,084 CV 4,237	37,07	38,81	2,195 2,180	0,047 CV 2,102
2.2	C30-100	Viga 1	7,88		0,231 0,256	0,251 S _d 0,018 CV 7,340	30,87		1,849 1,698	1,708 S _d 0,136 CV 7,949	33,44		2,000 2,280	2,143 S _d 0,140 CV 6,537
		Viga 2	7,32	7,60	0,267 0,267	CV 7,340	32,18	31,53	1,578 1,578	CV 7,949	35,62	34,53	2,150 2,150	CV 6,537
2.3	C30-120	Viga 1	8,16		0,255 0,319	0,297 S _d 0,029 CV 19,570	40,61		2,154 2,565	2,227 S _d 0,232 CV 10,410	42,95		2,330 2,780	2,385 S _d 0,274 CV 11,490
		Viga 2	7,83	8,00	0,426 0,427	0,029 CV 19,570	38,10	39,36	2,148 2,039	0,232 CV 10,410	39,07	41,01	2,280 2,150	0,274 CV 11,490
3.1	C40-80	Viga 1	5,41		0,169 0,155	0,200 S _d 0,045 CV 22,308	32,08		1,985 1,705	1,865 S _d 0,135 CV 7,232	35,68		2,200 1,890	2,020 S _d 0,144 CV 7,105
		Viga 2	5,77	5,59	0,231 0,245	0,045 CV 22,308	34,03	33,06	1,802 1,968	0,135 CV 7,232	34,63	35,16	1,920 2,070	0,144 CV 7,105
3.2	C40-100	Viga 1	6,21		0,247 0,264	0,283 S _d 0,035 CV 12,258	37,37		2,067 2,176	2,187 S _d 0,094 CV 4,279	38,17		2,100 2,270	2,390 S _d 0,252 CV 10,557
		Viga 2	4,37	5,29	0,297 0,325	0,035 CV 12,258	38,55	37,96	2,292 2,214	0,094 CV 4,279	41,60	39,89	2,660 2,530	0,252 CV 10,557
3.3	C40-120	Viga 1	5,20		0,218 0,278	0,242 S _d 0,026 CV 10,948	35,81		2,295 2,295	2,150 S _d 0,171 CV 7,942	36,33		2,310 2,320	2,223 S _d 0,110 CV 4,934
		Viga 2	5,86	5,53	0,243 0,227	0,026 CV 10,948	35,02	35,42	2,041 1,967	0,171 CV 7,942	36,95	36,64	2,160 2,100	0,110 CV 4,934

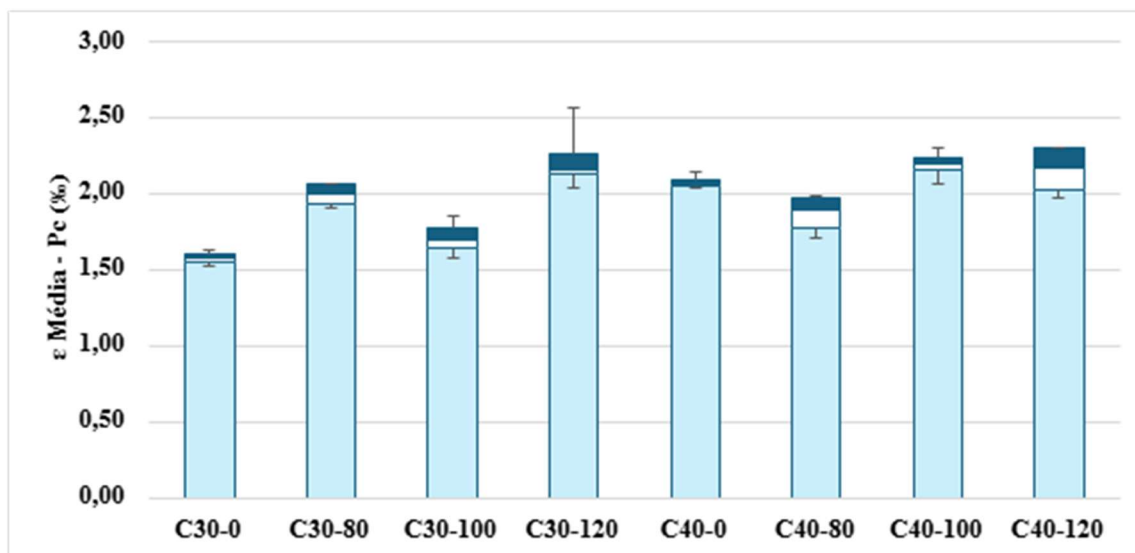
Fonte: Autor (2025)

Figura 97 – Correlação entre P_f e deformações específicas dos estudados



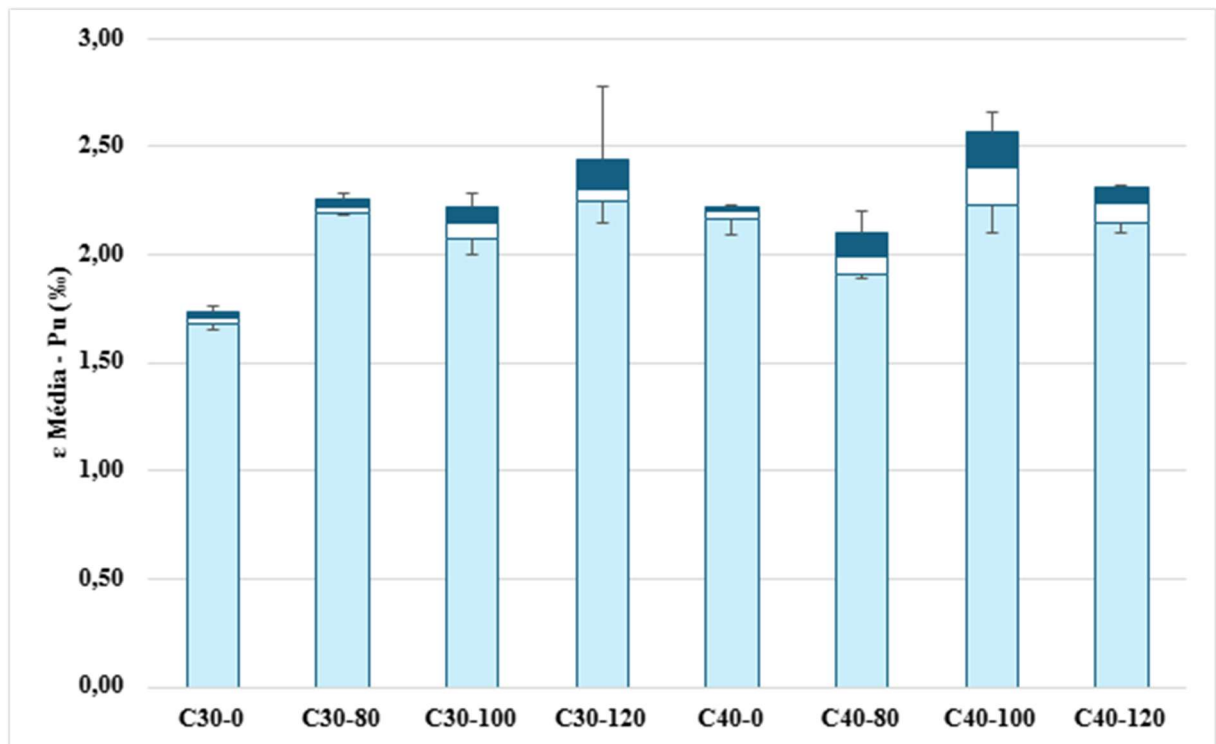
Fonte: Autor (2025)

Figura 98 - Correlação entre P_c e deformações específicas dos estudados



Fonte: Autor (2025)

Figura 99 - Correlação entre P_u e deformações específicas dos estudados



Fonte: Autor (2025)

É possível verificar que o acréscimo e aumento da taxa de fibra no concreto influencia a deformação específica da barra de aço longitudinal principalmente no que diz respeito às pequenas diferenças de valores das deformações específicas entre as diferentes dosagens de fibra, mesmo apresentando forças de fissurações cada vez maiores, esse fato aponta para o fato de que as fibras obtiveram papel importante no suporte de cargas.

Outra situação a se observar é no melhor desempenho no concreto C40MPa através das menores deformações específicas, se comparados aos grupos C30, apresentadas pelas barras de aço principalmente na primeira força de fissuração, de flexão.

4.7 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM A PESQUISA DE SUK (2022)

Este item tem como objetivo comparar os resultados obtidos por este programa experimental e a pesquisa realizada por SUK (2022), uma vez que o estudo se baseou no mesmo modelo de ensaio (flexão em três pontos) dimensões de vigas (seção transversal de 80mm x 130mm e comprimento de 750mm), armaduras longitudinais (2 barras de aço de 10mm de diâmetro) e resistências de 30Mpa e 45Mpa, porém, a fibra de aço utilizada por esta pesquisa possui 35mm de comprimento, 0,75mm de diâmetro e 45 de fator de forma, já

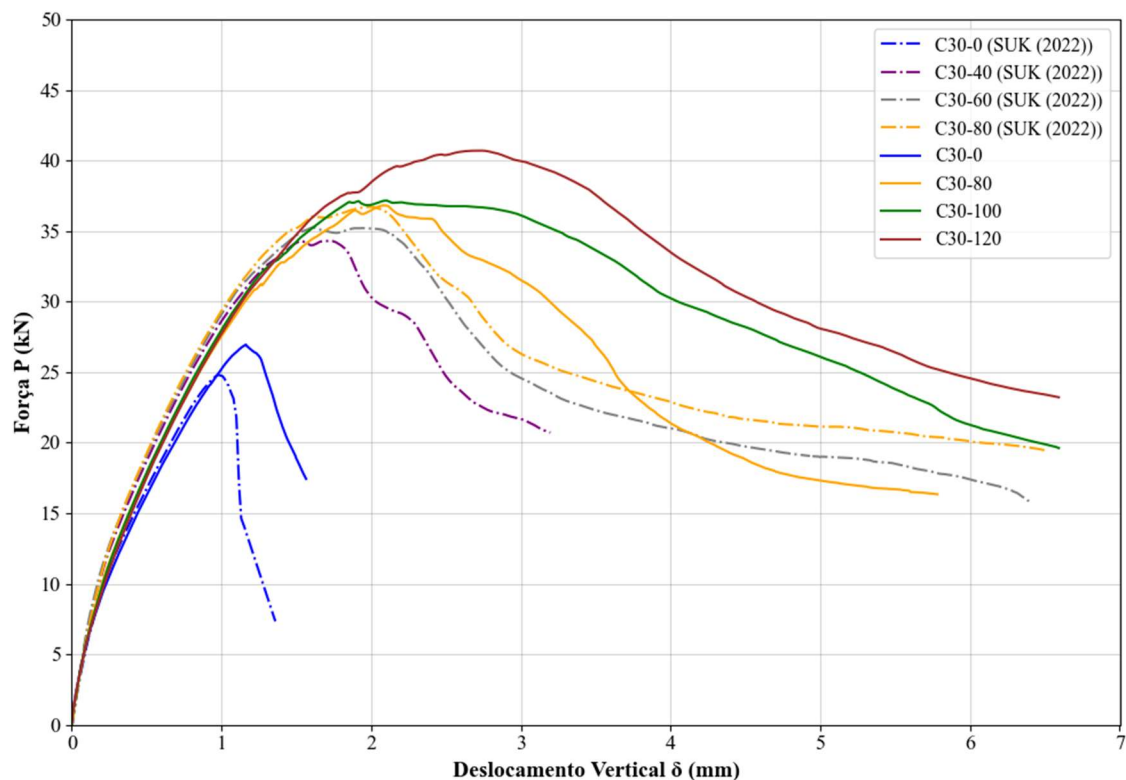
de SUK (2022), possui 33mm de comprimento, 0,75mm de diâmetro e 44 de fator de forma, ambas possuem ganchos nas duas extremidades, além disso, as dosagens utilizadas por SUK (2022) consistiram em 0kg/m³, 40kg/m³, 60kg/m³ e 80kg/m³.

Dessa forma, a Figura 100 apresenta as curvas força x deslocamento vertical dos grupos de resistência 30Mpa. A característica típica da curva de CRFA se manteve em todos os grupos de taxas de fibras diferentes, iniciando de forma elástica linear até a força de fissuração, seguindo para a força de fissuração de cisalhamento, atingindo a força máxima e finalizando com a abertura da diagonal comprimida de cisalhamento.

Verifica-se que o comportamento inicial linear foi o mesmo para todas as dosagens, para as dosagens da pesquisa realizada por Suk (2022), nota-se que as forças de fissuração de flexão foram maiores do que as estudadas por esta pesquisa, porém, quando se trata da força de cisalhamento e força de ruptura, aumentaram-se conforme aumentou-se a dosagem de fibra desde a dosagem de 40kg/m³ até a 120kg/m³, observa-se que o suporte de carga e deslocamento vertical após pico também há melhora na eficiência.

Outro ponto a se verificar é o como o comportamento da dosagem C30-40 e C30-60 foram semelhantes em termos de força de pico assim como as dosagens C30-80 e C30-100 também se assemelharam, demonstrando que houve maior diferença de comportamento quando aumentou-se as dosagens de 40kg/m³ para 80kg/m³ e depois para 120kg/m³.

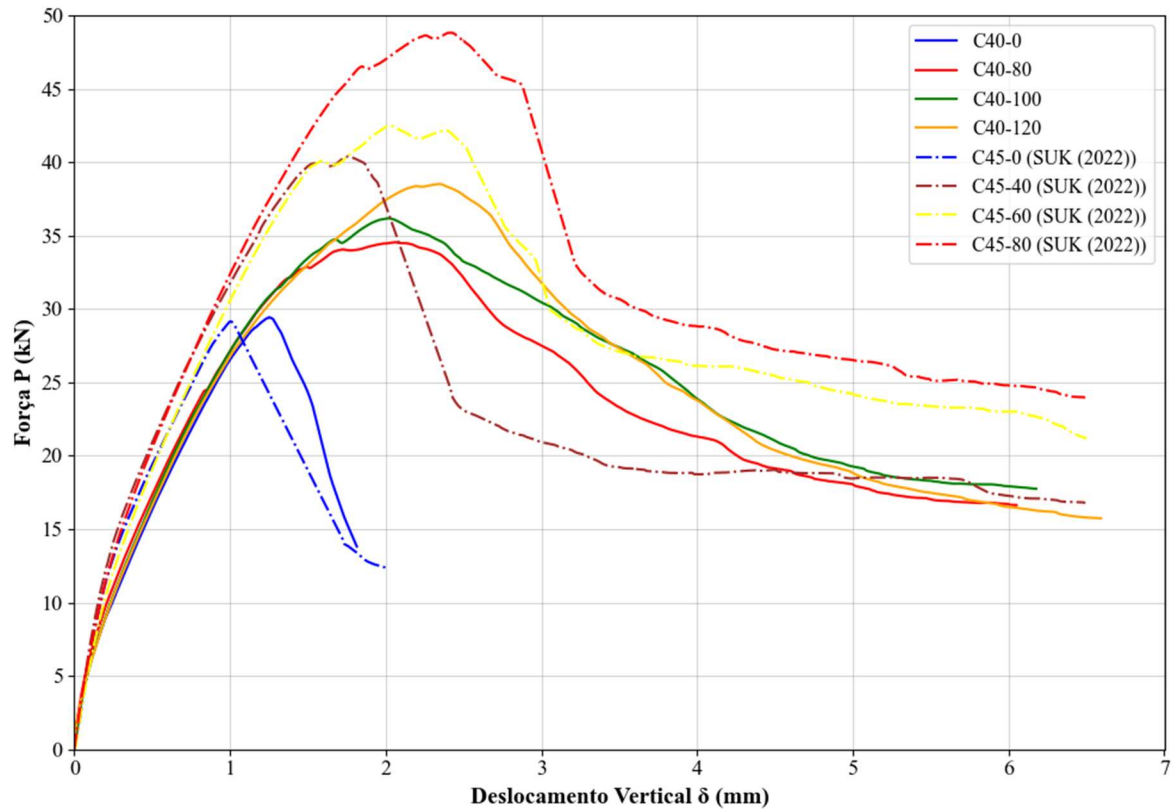
Figura 100 - Curvas P-d média dos grupos C30 – AUTOR (2025) e SUK (2022)



Fonte: Autor (2025)

A comparação entre os resultados obtidos por esta pesquisa com relação a resistência de 40MPa e os resultados dos ensaios de SUK (2022) para o concreto 45 MPa está presente na Figura 101 onde se diferenciam pela inclinação da parte inicial do gráfico (elástica linear), do ponto da origem até a força máxima, vê-se que as vigas C45 resistem a maior carga em menor deslocamento vertical, mesmo possuindo menor taxa de fibra no concreto, além disso, as cargas máximas obtidas dos CRFA foram maiores.

Figura 101 - Curvas P-d média dos grupos C45 – AUTOR (2025) e SUK (2022)

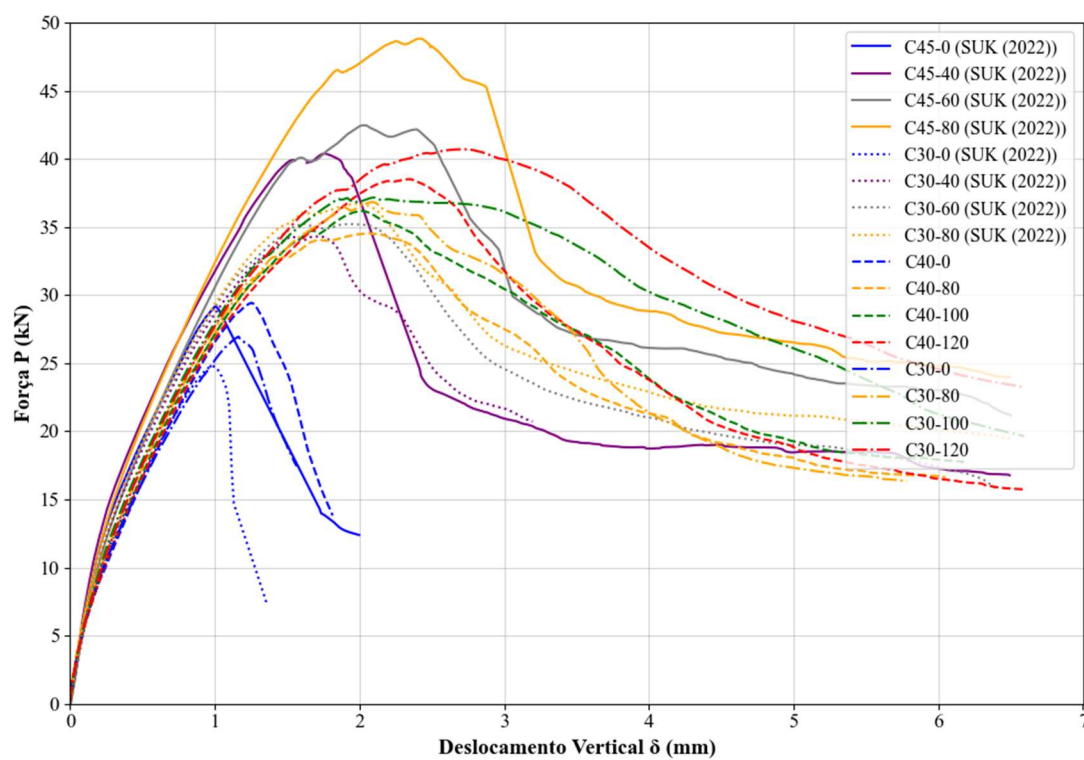


Fonte: Autor (2025)

A seguir, a Figura 102 mostra a compilação de todos os grupos ensaiados pelas duas pesquisas, concretos C30, C40 e C45. Com relação às forças de primeira fissuração (P_f) mantiveram o comportamento linear e os valores semelhantes para todos os grupos de concreto, porém, ao avançar da P- δ , verifica-se que quanto a força de fissuração de cisalhamento e força última dos grupos C45 de Suk e Ferrari (2023) obtiveram melhor eficiência que o grupo C40 desta pesquisa.

Portanto, valida-se o comportamento dos dados obtidos experimentalmente por Suk e Ferrari (2025), em que melhora-se a eficiência do CRFA conforme aumenta-se a quantidade de fibra de concreto e outro ponto notável na correlação das duas pesquisas é que quanto maior a resistência do concreto, aumenta-se as forças de cisalhamento e de ruptura em detrimento ao aumento da dosagem de fibra, porém, ao comparar o suporte de carga pós fissuração, melhora-se a eficiência ao aumentar a dosagem de fibra, mesmo o concreto possuindo menor resistência.

Figura 102 - Curvas P-d média dos grupos C30 e C45 – AUTOR (2025) e SUK (2022)



Fonte: Autor (2025)

4.8 ANÁLISE DOS RESULTADOS PELAS FORMULAÇÕES

Os resultados experimentais desta pesquisa foram comparados às formulações na Tabela 17.

Tabela 17 – Resumo das formulações utilizadas

	AUTOR	FORMULAÇÃO
[1]	Sharma (1986)	$V_{u1} = \frac{2}{3} 0,8 f_c^{0,5} \left(\frac{d}{a}\right)^{0,25} b_w d$
[2]	Narayanan e Darwish (1987)	$V_{u2} = \left(e \left(0,24 f_{spfc} + 80 \rho \frac{d}{a} \right) + \sigma_f \right) b_w d$
[3]	Ashour et al. (1992)	$V_{u3} = \left((2,11 \sqrt{f_c'} + 7F) \sqrt{\rho \frac{d}{a}} \right) b_w d$
[4]	Li et al. (1992)	$V_{u4} = \left[1,25 + 4,68 \left((f_{f1F} f_{spfc})^{\frac{2}{3}} \left(\rho \frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{2}} \frac{1}{d^{\frac{1}{3}}} \right) \right] b_w d$
[5]	Shin et al. (1994)	$V_{u5} = \left(0,19 f_{spfc} + 93 \rho \frac{d}{a} + 0,834 v_b \right) b_w d$
[6]	Khuntia et al. (1999)	$V_{u6} = (0,167e + 0,25F) \sqrt{f_c'} b_w d$
[7]	Kwak et al. (2002)	$V_{u7} = \left(3,7e (f_{spfc})^{\frac{2}{3}} \left(\rho \frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{2}} + 0,8 \sigma_f \right) b_w d$
[8]	Yakoub (2011)	$V_{u8} = \left[0,83 \beta^{\frac{2}{3}} \sqrt{\rho} \left(\sqrt{f_c'} + 249,28 \sqrt{\frac{\rho}{\left(\frac{a}{d}\right)^5}} \right) + 0,162 \frac{L_f}{D_f} V_f R_g \sqrt{f_c'} \right] b_w d$
[9]	Sahoo e Sharma (2014)	$V_{u9} = (0,251 + 0,173 V_f + 0,069 V_f^2) \sqrt{f_c'} b_w d$
[10]	NBR 16935 (2021) Fib Model Code 2010 (2011)	$V_{u10} = \left\{ \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \left[100 \cdot \rho \left(1 + 7,5 \cdot \frac{f_{ctuk}}{f_{ctk}} \right) \cdot f_{ck} \right]^{1/3} \right\} b_w d$

Fonte: Suk (2022)

A Tabela 18 apresenta um resumo dos parâmetros e valores obtidos experimentalmente por esta pesquisa que são utilizados nas formulações e a Tabela 19 e Figura 103 evidenciam os valores de força última obtidos a partir das formulações para cada grupo de viga, os valores da tabela que estão grifados em verde estão a favor da segurança enquanto os vermelhos, contra a segurança.

Tabela 18 - Resumo dos parâmetros dos grupos analisados e seus resultados experimentais

Grupo	CRF	V_f	F	f_{cm} (MPa)	$f_{cmtm,cd}$ (MPa)	$P_{u,exp}$ (kN)
1.1	C30-0	0,00	0,00	31,97	3,37	27,53
1.2	C40-0	0,00	0,00	39,75	2,86	29,53
2.1	C30-80	1,02	0,48	33,81	4,71	36,94
2.2	C30-100	1,28	0,60	30,37	4,36	37,23
2.3	C30-120	1,53	0,71	34,57	5,27	41,96
3.1	C40-80	1,02	0,48	38,80	5,15	34,73
3.2	C40-100	1,28	0,60	40,30	5,50	36,55
3.3	C40-120	1,53	0,71	39,19	5,73	38,86

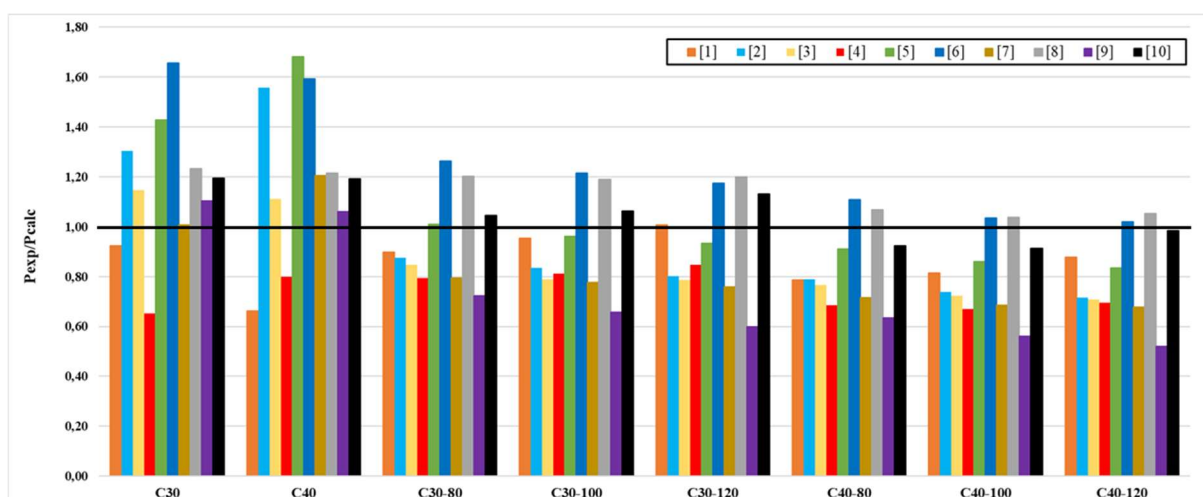
Fonte: Autor (2025)

Tabela 19 - Força última experimental e calculadas pela literatura

Grupo	CRF	Puexp	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]
1.1	C30-0	27,53	29,82	21,11	24,02	42,16	19,27	16,62	27,32	22,35	24,98	23,04
1.2	C40-0	29,53	44,63	18,96	26,61	36,96	17,56	18,53	24,49	24,30	27,85	24,77
2.1	C30-80	36,94	41,16	42,23	43,63	46,51	36,64	29,27	46,52	30,72	51,09	35,32
2.2	C30-100	37,23	39,01	44,62	47,16	45,80	38,69	30,63	47,90	31,27	56,62	35,05
2.3	C30-120	41,96	41,62	52,32	53,37	49,49	44,96	35,75	55,36	35,00	70,08	37,12
3.1	C40-80	34,73	44,10	44,09	45,28	50,78	38,11	31,35	48,62	32,52	54,73	37,63
3.2	C40-100	36,55	44,94	49,43	50,50	54,53	42,50	35,28	53,33	35,20	65,22	40,05
3.3	C40-120	38,86	44,32	54,27	54,89	55,99	46,49	38,07	57,47	36,91	74,61	39,48

Fonte: Autor (2025)

Figura 103 - Relação entre a carga última experimental e as calculadas pelos autores



Fonte: Autor (2025)

Portanto, ao analisar os dados, mesmo que de modo conservador em algumas dosagens de fibra, vê-se que somente as formulações de carga máxima de Khuntia et al (1999) e Yakoub (2011) estão a favor da segurança, a ABNT NBR 16935 (2021) e FIB Model Code 2010 (2011) ainda que nos casos do C40-80 e C40-100 estarem contra a segurança, são os que mais se aproximam dos resultados experimentais e os demais autores há grande variação quanto a aproximação dos resultados.

Essa comparação concorda com a pesquisa de Suk (2022) ao qual analisou as mesmas formulações.

5 CONCLUSÕES

O intuito deste programa experimental consistiu em verificar o comportamento de vigas de CRFA (concreto reforçado com fibras de aço) sem a presença de armadura de cisalhamento (estribo) por meio de ensaio de caracterização mecânica de duplo puncionamento e tração na flexão e ensaio de flexão em três pontos em concretos de resistência C30 e C40 com dosagens de fibra de 0kg/m^3 , 80kg/m^3 , 100kg/m^3 e 120kg/m^3 . Ao obter os resultados experimentais e análises, determinou-se as conclusões do estudo.

- A adição e aumento da quantidade de fibra não alterou a resistência à compressão do concreto, mantendo-se a característica do concreto simples.
- A resistência à tração por compressão diametral aumentou em ambas as resistências do concreto, destacando-se o concreto C40, ao qual, o menor aumento foi de 80% enquanto no C30, obteve-se mínimo acréscimo de 30%, isso se deve pela interação fibra-matriz do concreto ser mais eficiente em concretos com maior resistência.
- Com relação a carga máxima de fissuração pelo ensaio de duplo puncionamento (EDP), o CRFA que obteve o melhor desempenho foi o grupo C40-80, assim como o C30-80 também resultou na maior carga máxima de fissuração dos grupos C30, mesmo não sendo os grupos de maiores dosagens de fibra. Este fato ocorre devido a influencia da direção e distribuição da fibra na matriz do concreto, conforme estão dispostas, aumenta-se a eficiência na transferência de forças internas. Nota-se também o comportamento plástico do CRFA após cargas máximas de fissuração em detrimento ao comportamento frágil do concreto simples, evidenciado pelas resistências residuais.
- Quanto ao limite de proporcionalidade obtido através do ensaio de tração na flexão, novamente a dosagem mais eficiente foi a 80kg/m^3 , porém no concreto C30, seguido pelo concreto C40-120, novamente verifica-se a disposição e distribuição das fibras na matriz de concreto como fator determinando para melhora do concreto, também é possível verificar a mudança no modo de ruptura do concreto de frágil para dúctil em CRFA a partir das resistências residuais.
- Os resultados obtidos dos ensaios de flexão das vigas mostraram que o grupo de melhor desempenho foi o C40-120, atingindo maior carga máxima, 30% a mais que o concreto simples de mesma resistência e melhor suporte de carga pós pico, neste estudo verificou-se que ocorreu conforme o esperado, obteve-se o aumento da eficiência do CRFA conforme aumentou-se a resistência do concreto e quantidade de fibras.

- O modo de ruptura das vigas não se alterou conforme o acréscimo e aumento na quantidade de fibras.
- Como esperado, através dos resultados obtidos pelos *strain gauges*, nota-se que não ocorreu o escoamento da armadura tracionada, uma vez que foi dimensionada para que o rompimento fosse exclusivamente por cisalhamento.
- Ao comparar os resultados dessa pesquisa com de Suk (2022) que estudou os concretos de resistências C30 e C45 nas dosagens de 40,60 e 80kg/m³ no mesmo modelo de fibra, verificou-se que os grupos C45 mesmo tendo menor quantidade de fibra obtiveram resultados melhores de força última das vigas do que os concretos C40 com maiores dosagens. Os modos de ruína foram os mesmos para as duas pesquisas.
- Os resultados experimentais foram validados pelas normas internacionais e formulações da literatura, onde conclui-se que os o FIB Model Code 2010 (2011) e a ABNT NBR 16935 (2021) forma os métodos estudados que mais se aproximaram dos resultados experimentais, mesmo que nos grupos C40-0 e C40-100 foram contra a segurança, aproximadamente 3%. Somente as formulações dos autores Khuntia et al. (2002) e Yakuoub (2011) obtiveram margem de segurança em todos os grupos, porém, obtiveram valores aproximadamente 40% a mais, tornando-se conservadores em demasia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRISHAMBAF, A.; CUNHA, V.M.C.F.; BARROS, J.A.O. The influence of fibre orientation on the post-cracking tensile behaviour of steel fibre reinforced self-compacting concrete. **Frattura ed Integrità Strutturale**, v. 31, p. 38-53, 2015.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 544.1R-96**: Report on Fiber Reinforced Concrete. Michigan: ACI Committee 544, 1996. 66 p.

AMIN, Ali; FOSTER, Stephen J.. Shear strength of steel fibre reinforced concrete beams with stirrups. **Engineering Structures**. Elsevier Ltd, p. 323-332. dez. 2015.

ARAÚJO, Daniel de Lima; NUNES, Fernanda Gabrielle Tibúrcio; TOLEDO FILHO, Romildo Dias. Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams. **Acta Scientiarum: Technology**. Maringá, p. 389-397. 26 fev. 2014.

ARAÚJO, Daniel de Lima; SIQUEIRA FILHO, Cleiton Rodrigues; LOBO, Fausto Arantes. Computational modeling of plain and steel fiber-reinforced concrete beams without transverse reinforcement. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, Scielo Brasil, v. 16, n. 3, p. 1-21, mar. 2023.

ARSLAN, Guray. Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) Slender Beams. **KSCE Journal Of Civil Engineering**, v. 18, n. 2, p. 587-594, mar. 2014.

ASHOUR, S.A.; HASANAIN, G.S.; WAFA, F.F. Shear Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams. **ACI Structure Journal**, 1992, 89.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12142**: Concreto — Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2010. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15530**: Fibras de aço para concreto - Requisitos e métodos de ensaio. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2019. 38 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16939**: Concreto reforçado com fibras - Determinação das resistências à fissuração e residuais à tração por duplo funcionamento - Método de ensaio. 1 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2021. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2015. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2018. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Concreto e Argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67**: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro: ABNT, 1998. 8 p.

BAHNIUK, Gabriela Mazureki Campos; BORÇATO, Allan Guimarães; PIERALISI, Ricardo. Dimensionamento ao cisalhamento de vigas de concreto reforçado com fibras de aço sem estribos: uma análise paramétrica. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 22, n. 4, p. 371-386, dez. 2022.

BASTOS, Paulo Sérgio. **DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO À FORÇA CORTANTE**. 2032. 81 f. Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2023.

BELBACHIR, Ahmed; ALAM, Syed-Yasir; MATAALLAH, Mohammed; LOUKILI, Ahmed. Size effect on the contribution of the aggregate interlock mechanism in reinforced concrete beams without shear reinforcement. **European Journal Of Environmental And Civil Engineering**, p. 1363-1380. maio 2018.

BARNETT, S.; LATASTE, J-F.; PARRY, T. MILLARD, S.; SOUTSOS, M.. Assessment of fibre orientation in ultra-high performance fibre reinforced concrete and its effect on flexural strength. **Materials and Structures**, v. 43, p. 1009–1023, oct. 2010.

BLANCO, Ana *et al.* Application of constitutive models in European codes to RC–FRC. **Construction And Building Materials**. Elsevier Ltd, p. 246-259. dez. 2012.

BRANDT, A.M. Fibre reinforced cement-based (FRC) composites after over 40 years of development in building and civil engineering. **Composite Structures**, v. 86, p. 3-9, 2008.

CARVALHO, E. Estudo da variabilidade da tenacidade de concretos reforçados com fibras de aço por meio de ensaios à flexão em prismas moldados e extraídos. 2012. 171 p. **Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)** – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2012.

COUTO, José Antônio Santos; CARMINATTI, Rafael Lima; NUNES, Rogério Reginato Alves; MOURA, Ruan Carlos A.. **O concreto como material de construção**. 2013. Disponível em: <https://periodicos.set.edu.br/cadernoexatas/article/download/552/566/3674>. Acesso em: 01 maio 2024.

CUCCHIARA, Calogero; LAMENDOLA, Lidia; PAPIA, Maurizio. Effectiveness of stirrups and steel fibres as shear reinforcement. **Cement And Concrete Composites**, Elsevier Ltd, v. 26, n. 7, p. 777-786, out. 2004.

DOKRAS, Srishti. **The Developing Story of Concrete in a Nutshell**. 2020. Institute for Design Education & Architecture Studies. Disponível em: https://www.academia.edu/43126642/The_Developing_Story_of_Concrete_in_a_Nutshell?auto=download. Acesso em: 01 maio 2024.

ERGEN, Faruk; KATLAV, Metin. Investigation of optimized machine learning models with PSO for forecasting the shear capacity of steel fiber-reinforced SCC beams with/out stirrups. **Journal Of Building Engineering**, Elsevier Ltd, v. 83, p. 1-19, jan. 2024.

FIGUEIREDO, A. D. Concreto reforçado com fibras. 2011b. 247 f. **Tese (Livre docência)** – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011b.

GALI, Sahith; SUBRAMANIAM, Kolluru V.L.. Efficiency of steel fibers in shear resistance of reinforced concrete beams without stirrups at different moment-to-shear ratios. **Engineering Structures**, Elsevier Ltd, v. 188, p. 249-260, mar. 2019.

GIL, Pedro. **Mercado do concreto movimentou R\$ 30 bilhões no ano**. 2024. Disponível em: https://veja.abril.com.br/coluna/radar-economico/mercado-do-concreto-movimentou-r-30-bilhoes-no-ano#google_vignette. Acesso em: 01 maio 2024.

GOMES, Lana Daniele dos Santos. **Análise experimental da eficiência das fibras de aço no reforço ao cisalhamento de vigas em concreto armado**. 2016. 119 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade

Federal do Pará, Belém, 2016.

KAEFER, Luís Fernando. **A Evolução do Concreto Armado**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 1998. 43 p.

KHUNTIA, M.; STOJADINOVIC, B.; GOEL, S.C. Shear Strength of Normal and High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrups. **ACI Structural Journal**, 1999, 96.

KWAK, Yoon-Keun; EBERHARD, Marc O.; KIM, Woo-Suk; KIM, Jubum. Shear Strength of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrups. **ACI Structural Journal**. p. 530-538. Jul/ago. 2002.

LANTSOGHT, Eva O.L.. How do steel fibers improve the shear capacity of reinforced concrete beams without stirrups? **Composites Part B: Engineering**, Elsevier Ltd, v. 175, p. 1-16, out. 2019.

LANTSOGHT, Eva. Database of Shear Experiments on Steel Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrups. **Materials**, MDPI, v. 12, n. 6, p. 1-36, 19 mar. 2019.

LEE, Seong-Cheol; CHO, Jae-Yeol; VECCHIO, Frank J.. Analysis of Steel Fiber-Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. **ACI Structural Journal**. p. 275-285. Mar/abr. 2016.

LI, B. et al. Effects of fiber type, volume fraction and aspect ratio on the flexural and acoustic emission behaviors of steel fiber reinforced concrete. **Construction and Building Materials**, v. 181, p. 474-486, 2018b.

LEE, Seong-Cheol; OH, Joung-Hwan; CHO, Jae-Yeol. Compressive Behavior of Fiber-Reinforced Concrete with End-Hooked Steel Fibers. **Materials**. Basel, p. 1442-1458. mar. 2015.

MARAR, Khaled; EREN, Özgür; ROUGHANI, Hooman. The influence of amount and aspect ratio of fibers on shear behaviour of steel fiber reinforced concrete. **KSCE Journal Of Civil Engineering**. p. 1393-1399. jul. 2016.

MEDEIROS, A. Estudo do comportamento à fadiga em compressão do concreto com fibras. 2012. 201 f. **Tese (Doutorado em Engenharia Civil)** – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais. 674 p. São Paulo: **Pini**, 2008.

MICELLI, Francesco *et al.* Fiber-reinforced concrete and ultrahigh-performance fiberreinforced concrete materials. **New Materials In Civil Engineering**. Elsevier Inc, p. 273-314. 2020.

MILLARD, S. G.; JOHNSON, R. P.. Shear transfer across cracks in reinforced concrete due to aggregate interlock and to dowel action. **Magazine Of Concrete Research**, Buckinghamshire, v. 36, n. 126, p. 49-51, mar. 1984.

NARAYANAN, R.; DARWISH, I. Y. S. “Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement,” **ACI Structural Journal**, 1987 84(3), 216-227.

NAVARRO-GREGORI, Juan; MEZQUIDA-ALCARAZ, Eduardo J.; SERNA-ROS, Pedro; ECHEGARAY-OVIEDO, Javier. Experimental study on the steel-fibre contribution to concrete shear behaviour. **Construction And Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 112, p. 100-111, jun. 2016.

NEGI, Bichitra Singh; JAIN, Kranti; DIGHADE, R.R.. Parametric investigation and economic design of slender steel fibre reinforced concrete beams using shear resisting mechanisms approach. **Structures**, Elsevier Ltd, v. 46, p. 868-879, dez. 2022.

NZAMBI, Aaron Kadima Lukanu Lwa *et al.* Experimental analysis of steel fiber reinforced concrete beams in shear. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, Scielo Brasil, v. 15, n. 3, p. 7-21, 29 out. 2021.

OPALARATNAM, V. S.; GETTU, R. On the characterization of flexural toughness in fiber reinforced concretes. **Cement & Concrete Composites**, v. 17, p. 239-254, 1995.

Paulay T, Loeber PJ. **Shear transfer by aggregate interlock**. In: 318. AC, editor. ACI symposium March and October 1973. American Concrete Institute; 1973. p. 1–15

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane D.; SANTOS, Sandro P.. CISALHAMENTOS EM VIGAS. In: PINHEIRO, Libânio M.. **FUNDAMENTOS DO CONCRETO E PROJETO DE EDIFÍCIOS**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 2007. p. 131-1312.

SAHOO, D. R.; SHARMA, A. Effect of Steel Fiber Content on Behavior of Concrete Beams

With and Without Stirrups. **ACI Structural Journal**, v. 111, n. 5, p. 1157-1167, set/out. 2014.

SALVADOR, R.P.; FERNANDES, J.F.; FIGUEIREDO, A.D. **revista Matéria**, v.20, n.4, pp. 961 – 974, 2015

SHARMA, A. K. (1986), “Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams,” **ACI Journal Proceedings**, 83(4), 624-628.

SHIN, S.-W.; OH, J.-G.; GHOSH, S.K. Shear Behavior of Laboratory-Sized High- Strength concrete beams reinforced with bars and steel fibers. **ACI Spec. Publ.** 1994, 142.

SINGH, Bhupinder; JAIN, Kranti. Appraisal of Steel Fibers as Minimum Shear Reinforcement in Concrete Beams. **Aci Structural Journal: TECHNICAL PAPER**. Farmington Hills, p. 1191-1202. set. 2014.

SINGH, Harvinder. **Steel Fiber Reinforced Concrete: behavior, modelling and design**. Ludhiana: Springer Science, 2017. 181 p.

SUK, Diego Andrey. **Concreto reforçado com fibras de aço: aplicação no comportamento ao cisalhamento de vigas**. 2022. 114 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2022.

SUK, Diego Andrey; FERRARI, Vladimir. Aplicação do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) em vigas submetidas ao cisalhamento. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 24, dez. 2024. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s1678-86212024000100722>.

SUSETYO, Jimmy; GAUVREAU, Paul; VECCHIO, Frank J.. Steel Fiber-Reinforced Concrete Panels in Shear: analysis and modeling. **ACI Structural Journal**. p. 285-296. Mar/abr. 2013.

THOMAS, Job; RAMASWAMY, Ananth. Mechanical Properties of Steel Fiber-Reinforced Concrete. **Journal Of Materials In Civil Engineering**. Reston, p. 385-392. maio 2007.

VASCONCELOS, Ieda. **Desempenho Econômico da Construção Civil no 1º trimestre/2024 e Perspectivas**. 2024. Disponível em: <https://cbic.org.br/wp-content/uploads/2024/04/29-04-24-desempenho-economico-cc-abril-2024.pdf>. Acesso em: 01 maio 2024.

YAKOUB, H.E. Shear Stress Prediction: Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrups. **ACI Structural Journal**. 2011, 108.

ZHAO, Minglei *et al.* Semi-empirical synergetic analysis of the shear capacity of steel fibre reinforced concrete slender beams of rectangular-sections without stirrups. **Engineering Structures. Elsevier Ltd**, p. 1-13. 30 mar. 2023.

ZSUTTY, T. Shear strength prediction for separate categories of simple beam tests, **ACI Journal**, Proceedings V. 68, No; 2, Feb. 1971, pp 138-143.